



TITLE:

薄肉鋼管-ソイルセメント複合構造
を用いた杭部材に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

今井, 政人

CITATION:

今井, 政人. 薄肉鋼管-ソイルセメント複合構造を用いた杭部材に関する研究. 京都大学, 2003, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2003-03-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k10144>

RIGHT:

薄肉鋼管－ソイルセメント複合構造を用いた
杭部材に関する研究

平成14年12月

今井 政人

薄肉鋼管－ソイルセメント複合構造を用いた 杭部材に関する研究

平成14年12月

今井 政人

薄肉鋼管－ソイルセメント複合構造を用いた杭部材に関する研究

目 次

	頁
1 章 序論	
1. 1 はじめに	1
1. 2 研究の目的	2
1. 3 研究の手順	3
1. 4 既往の研究	4
2 章 構造概要と施工法	
2. 1 構造概要	6
2. 2 ソイルセメント合成鋼管杭との比較	7
2. 3 施工法	8
2. 4 まとめ	10
3 章 構成材料の特性	
3. 1 はじめに	11
3. 2 ソイルセメントの特性	11
3. 3 軸方向鉄筋の特性	32
3. 4 薄肉鋼管の特性	32
3. 5 鉄筋とソイルセメントの付着特性	34
3. 6 まとめ	38
4 章 部材特性	
4. 1 はじめに	40
4. 2 軸力に抵抗する特性	41
4. 3 圧縮破壊に関する検討	41
4. 4 薄肉鋼管より内部がすべる形態での破壊に関する検討	46
4. 5 杭先端での鉄筋の支圧破壊に関する検討	49
4. 6 曲げせん断特性	50
4. 7 曲げ特性	53
4. 8 曲げ変形特性	64
4. 9 まとめ	74

	頁
5 章 薄肉鋼管－ソイルセメント複合体の圧縮特性	
5. 1 はじめに	76
5. 2 ソイルセメント三軸圧縮試験	76
5. 3 ソイルセメントの弾塑性構成式	89
5. 4 三軸圧縮試験結果のシミュレーション	102
5. 5 FEMを用いた複合体の圧縮変形のシミュレーション	113
5. 6 FEMを用いた複合体の圧縮変形のパラメトリックスタディー	116
5. 7 まとめ	120
6 章 現場試験杭を用いた支持特性	
6. 1 はじめに	121
6. 2 鉛直載荷試験	121
6. 3 水平載荷試験	128
6. 4 改良体確認試験	131
6. 5 施工試験および長期計測	132
6. 6 まとめ	137
7 章 実構造物への適用	
7. 1 実設計の例	138
7. 2 設計方法と設計上の留意点	138
7. 3 耐震設計上の優位性	144
8 章 結論	146

1章 序論

1. 1 はじめに

21世紀に向かって、少子高齢化が進むわが国においては、社会資本の整備においても効率的な投資が益々重要となってきた。また、地球的な規模での自然破壊の進行等ともなう人々の環境への関心の高まりとともに、社会資本の整備に際して環境への配慮がこれまで以上に必要となると考えられる。このような中で、社会資本の大きな部分を占める土木構造物においても、計画、設計、施工、維持管理の各段階において、コストと環境負荷を小さくしながら、大きな機能を有する構造物を生み出す工夫を行うことが益々重要となってくると考えられる。

土木構造物の設計の面でも、平成7年に発生した兵庫県南部地震により、それまで安全と考えられていた土木構造物が甚大な被害を被ったことにより、耐震設計の全面的な見直しが図られた。道路橋では、道路橋示方書の改訂、鉄道構造物では、鉄道構造物等設計標準（耐震設計）の制定というかたちでまとめられている。従来の震度法による耐震設計では、地震の影響を加速度から換算した外力として考慮し、構造物の各部材がそれを上回る耐力を有することを確認するという手法を採用してきた。しかしながら、この方法で兵庫県南部地震規模の大地震を考慮すると、断面が非常に大きく不経済な構造物が設計されてしまうため、新しい耐震設計では、耐力を比較するのではなく、地震のエネルギーと構造物の変形による吸収エネルギーを比較するいわゆるじん性設計を採用することとなった。この耐震設計法では、構造物の各部材は、変形性能の大きな（しなやかで破壊時の変形の大きな）ことが設計上有利となる。

土木構造物を支持する杭についても、これらの要請を満足することが重要であり、そのためのひとつの提案としてソイルセメント杭がある。ソイルセメント杭は、現地盤の土をセメントミルクと混ぜて攪拌した改良体の中に芯材を挿入して造成する杭の総称であり、廃土が少ないため環境への負荷が小さく、建設コストが安価である。また、ソイルセメントの剛性がコンクリートに比べて非常に小さいことから、通常のコンクリート杭に比べて変形性能が大きい杭となるという特性が考えられる。しかし、ソイルセメントはコンクリートに比べて強度が低く、杭材に用いた場合の挙動等にも未解明な部分が多いため、杭体の設計には考慮されていないのが現状である。

本研究は、拘束をうけるソイルセメントの強度、変形性能等を詳細に調べることであり、鋼管で拘束されたソイルセメントを用いた杭の優位性を検証し、実杭への適用を検討するものである。また、具体的な杭構造として、ソイルセメントと異形鉄筋を薄肉鋼管で取り囲む構造をもつソイルセメント杭を提案し、その力学的な特性を解明するとともに、施工試験、実施工杭の長期計測等を通して、施工法の確立と本構造の信頼性の検証も行っていくものとする。

1. 2 研究の目的

現在までに実用化されているソイルセメント杭としては、ソイルセメント合成鋼管杭工法等があるが、いずれの工法も単価が高いリブ付き鋼管を芯材に使用するため、工事費が割高となっている。また、設計上、地盤反力が発揮される面積としては、ソイルセメント改良体を見込んでいるが、杭体の断面設計、剛性にはソイルセメント改良体を見込まず、鋼管のみを評価している。これは、造成されるソイルセメントが低強度、不均質であり評価が難しいこと、複合構造としての検討が十分行われてこなかったことによるものと考えられる。

本研究では、ソイルセメントと異形鉄筋を薄肉鋼管で拘束した新しい構造のソイルセメント杭（以下鉄筋・鋼管ソイルセメント杭と呼ぶ）を提案し、その力学的特性を検証すること、特に、ソイルセメントの三軸圧縮試験の実施、弾塑性構成式でのモデル化により、薄肉鋼管—ソイルセメント複合構造の有効性を検証することを目的とする。

研究のポイントとしては、薄肉鋼管とソイルセメントを複合構造として使うことによりもともと大きなソイルセメントの変形性能をさらに向上させ、鉄筋コンクリート杭に比べて飛躍的に変形性能の大きな杭が実現できるのではないかと考えたことである。そのイメージを図1.2.1に示すが、変形性能が大きいということは、兵庫県南部地震規模の大地震時の耐震設計においては、耐力ではなく変形による吸収エネルギーの大小によって杭の断面が決定される（変形性能に優れたしなやかで破壊時の変形の大きな構造が有利となる）ため、耐震設計上有利となる。特に、杭部材においては地震時の変形が大きくなることは地盤反力を大きく受けることにつながり、発生断面力を小さく抑えることが可能となり、耐震設計上さらに有利となると考えられる。

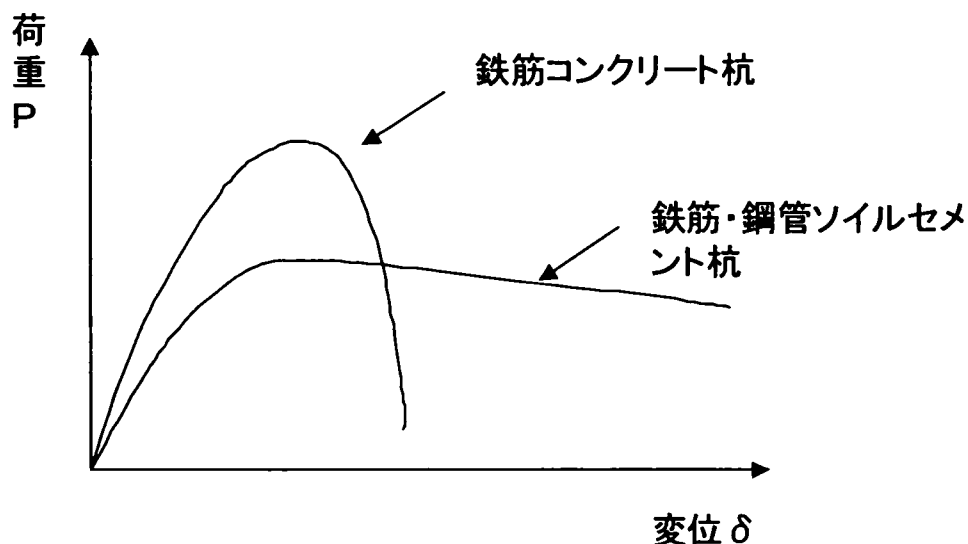


図 1.2.1 鉄筋・鋼管ソイルセメント杭の荷重—変位関係(イメージ)

今までに、ソイルセメント中に異形鉄筋のみを配置し、土留壁等に利用した例はあるが、

軸力と曲げモーメントが同時に作用する杭として利用した例、異形鉄筋の外側に鋼管を配してソイルセメントを拘束した例は無いため、実用的な構造として設計するためにも力学的な性状を明らかにする必要がある。

杭としての力学的特性を明らかにするには、まず第一に、断面力（軸力、曲げモーメント、せん断力）に対する耐力等の評価とその発生メカニズムの解明、次に、杭体から地盤への支持力の伝達機構の解明が必要となる。

本研究では、まず、圧縮試験等の基本的な試験によりソイルセメント等の構成材料の物性を把握した後、曲げ載荷試験等により設計に必要な力学的特性を調べることにする。次に、拘束されたソイルセメントの圧縮特性に着目し、詳細に検討することにより、拘束されたソイルセメントを杭材に使用した場合の優位性を検証する。特に、ソイルセメントの拘束による強度増加等を詳細に調べるために三軸圧縮試験を実施し、弾塑性構成式によりモデル化し、さらに有限要素法を用いたパラメトリックスタディーを行い本構造の有効な範囲等を検証する。

杭は、上部構造物からの作用力に対して、鉛直方向、水平方向に支持する機能を持つものであり、作用力は、最終的には杭体を通して地盤に伝達されることになる。そのためには、作用力により発生する断面力に対して杭体が健全であることと、地盤に必要な力を伝達することが必要である。これらの事項については現場載荷試験を中心に検証していくこととする。なお、鉄筋・鋼管ソイルセメント杭は、砂質土、粘性土いずれの地盤にも適用は可能であるが、本研究の部材載荷試験、三軸圧縮試験においては、強度発現の安定した砂質土を材料とした試験を中心に実施した。

1. 3 研究の手順

本研究では、薄肉鋼管とソイルセメントの複合構造とその構造を杭部材に生かした鉄筋・鋼管ソイルセメント杭について、以下の手順でその力学的性状を明らかにする。

1. 載荷試験等により、ソイルセメント等の構成材料の性状を調べる。
2. 部材載荷試験により、杭部材として性状を調べる。
3. 杭部材としての評価方法を解明する。
4. 三軸圧縮試験、部材圧縮試験により鋼管で拘束されたソイルセメントの特性を調べる。
5. 弾塑性構成式により拘束を受けるソイルセメントの応力-ひずみ関係、ダイレイタンス挙動をモデル化し、三軸圧縮試験、部材圧縮試験の結果を再現する。
6. FEM解析を用いてパラメトリックスタディーを行い、ソイルセメントを拘束することの有効性を検証する。
7. 現場載荷試験により、杭としての地盤への支持力伝達機構を明らかにする。
8. 施工試験等により合理的な施工法を検討するとともに実施工杭の長期計測により、長期的な安定性を検証する。

9. 設計法を確立するとともに耐震設計等における優位性と実構造物への適用性を検討する。

これらの研究のフローを図1.3.1に示す。

各章の構成は、研究の背景、研究の概要、既往の研究等を1章で述べる。2章で鉄筋・鋼管ソイルセメント杭の構造の概要および施工法について述べる。3章ではソイルセメント等の杭の構成材料の特性について述べる。4章では本杭の部材としての曲げ特性、圧縮特性等を部材載荷試験により明らかにする。5章ではソイルセメントの特性、特に拘束されたソイルセメントの圧縮特性について、拘束されていないソイルセメントとの比較を含めて詳細に述べることをとする。6章では地盤中での支持特性を現場載荷試験により明らかにし、実杭の長期計測により安定性を検証する。7章では、3章から6章の結果から得られた本杭の設計、施工の考え方について述べるとともに、実構造物へ適用性を検討する。8章では結論として各章で得られた知見をまとめて述べる。

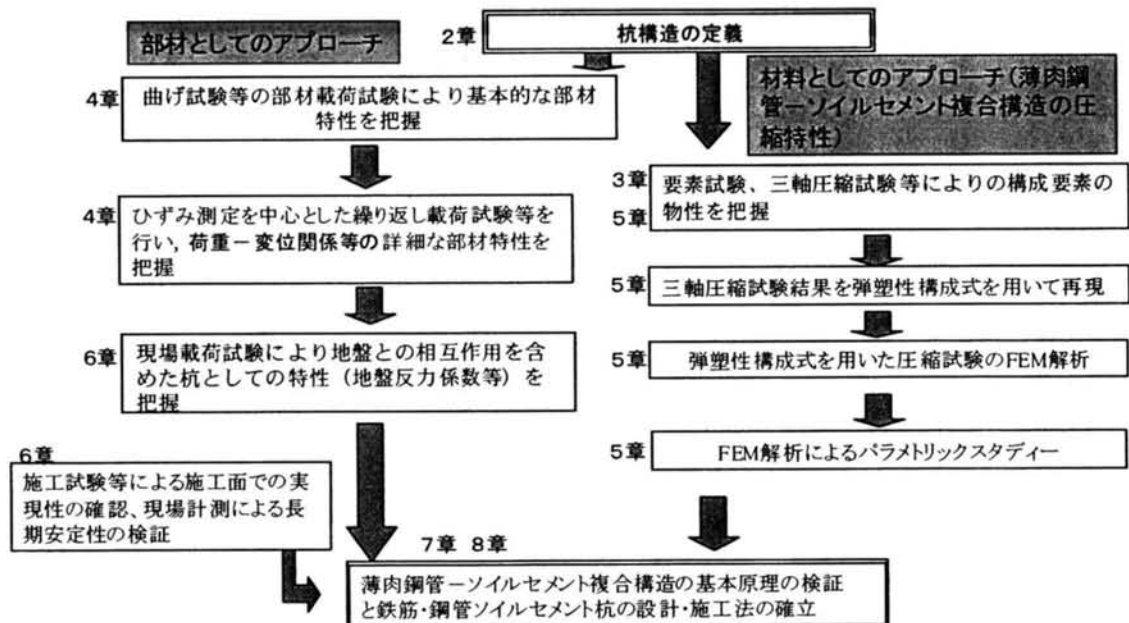


図 1.3.1 研究フロー

1. 4 既往の研究

本研究は、大きく分けると拘束されたソイルセメントの特性に関する研究とその特性を利用した杭としての部材特性等に関する研究からなる。

拘束されたソイルセメントの特性に関する研究としては、従来から改良土としてのソイルセメントを対象として三軸圧縮試験を用いた様々な研究がなされてきている。

小林ら¹²⁾によるセメントによる混合固結土の三軸圧縮特性の研究、セメント改良土の残留強度特性等の研究では、粘性土を材料としたセメント改良について圧密排水試験、圧密

非排水試験を行いその挙動を詳細に調べている。また、砂を材料としたセメント改良土の三軸圧縮試験については、森ら^{3) 4)}によるセメント改良砂質土の変形強度特性、セメント改良砂質土の三軸圧縮特性等の研究などがある。

これらの研究は、地盤内の圧力を受けるセメント改良土の強度特性等の把握を目的としており、それほどの高強度の改良を必要としないこともあり、500～2000kN/m²の比較的低強度のセメント改良土を対象としている。また、高強度のセメント改良土の三軸圧縮試験に関する研究としては、谷ら⁵⁾による人工軟岩に関する研究がある。

本研究では拘束されたソイルセメントのモデル化にひずみ軟化型弾塑性構成式をもちいる。ひずみ軟化型弾塑性構成式については様々な研究が行われてきているが、岡ら⁶⁾はひずみ軟化現象は変形の局所化と材料自体の軟化双方に起因すると考え、ひずみ硬化－軟化挙動を記述できる弾塑性構成式を導き、堆積軟岩等のせん断過程における応力－ひずみ関係ならびにダイレイタンスー挙動をよく表現できることを明らかにしている。

ソイルセメントの物性全般については、様々な研究がなされているが、DJM工法技術マニュアル⁷⁾によくまとめられている。

ソイルセメント改良体に補強材を配置した構造には、現在までに大きく2つの構造がある。ひとつはソイルセメント中に軸方向鉄筋と帯鉄筋で構成される鉄筋籠を配置した構造である。もうひとつはソイルセメント中にリブ付き鋼管を配置したいわゆるソイルセメント合成鋼管杭である。前者は、土留め壁として利用するものであり、主に土圧等の水平力のみを負担し、鉛直力を支持しない部材に用いられている。

これらの杭の部材特性に関する研究としては、ソイルセメント中に鉄筋籠を配置した構造については日比野ら⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾によるソイルセメント自立土留め壁に関する研究がなされている。いずれも現場で実際に施工した鉄筋補強したソイルセメント柱の計測、部材試験を行った結果を述べているが、耐力等の発生メカニズム等については触れていない。また、ソイルセメント合成鋼管杭については、部材試験をはじめ、現場載荷試験、解析等により、杭としての性状はほぼ解明されており、それらの成果はソイルセメント合成鋼管杭工法、ガンテツパイル工法の一般土木工法・技術審査証明報告書¹²⁾にまとめられている。最近の研究としては、森山ら¹³⁾のこれまで考慮していなかったソイルセメントを杭の曲げ剛性に考慮できるとする研究や、棚村ら¹⁴⁾の後埋設方式の鋼管ソイルセメント杭を用いた鉛直載荷試験を行い地盤抵抗特性を調べた研究等がある。

2 章 構造概要と施工法

2. 1 構造概要

一般的な場所打ちコンクリート杭は、コンクリート中に軸方向鉄筋と帯鉄筋で構成される鉄筋籠が配置される構造である。軸力、曲げモーメントにより発生する引張力、圧縮力に対して、引張力は、鉄筋で、圧縮力はコンクリートで主に抵抗し、せん断力に対しては、帯鉄筋、コンクリートで抵抗する。また、地盤への支持力はかぶりコンクリートを介して地盤に伝達され、周面支持力、周面バネを評価する面は、杭全周であり、先端支持力、先端バネを評価する面は、杭先端全面である。

ソイルセメント合成鋼管杭は、ソイルセメント中に付着を確保するためにスパイラル状にリブを付けた鋼管を配置した構造である。リブについては、外側は鋼管全面に付けてあるが、内側は杭先端のみであることが一般的である。軸力、曲げモーメントにより発生する引張力に対しては鋼管で、圧縮力に対しては鋼管とソイルセメントで抵抗し、せん断力は、鋼管とソイルセメントで抵抗する構造と考えられる。しかし、ソイルセメント強度は、コンクリート杭に用いられるコンクリートの強度に比べて1/10以下と弱いこと、鋼管内側と内部ソイルセメントの付着が切れやすいこと等により、断面耐力、剛性等の算定上は、ソイルセメントは無視され、いずれも鋼管のみを考慮している。また、地盤への支持力は、かぶりソイルセメントを介して地盤に伝達されるものとし、周面支持力、周面バネを評価する面は杭全周とし、先端支持力、先端バネを評価する面は、杭先端全面としている。

それに対し、本研究の対象とした鉄筋・鋼管ソイルセメント杭は、ソイルセメント中に異形鉄筋とコルゲート管等の薄肉鋼管を組み合わせた鉄筋籠を配置した構造を持つものであり、その構造を上記の2つの既存の場所打ち杭と比較して図2.1.1に示す。また、標準的な構造を図2.1.2に示す。構造上の最も大きな特徴としては、変形性能の大きな薄肉鋼管で内部ソイルセメントを拘束していることがあげられる。

従来からあるソイルセメント中に鉄筋を配置した構造（土留め等に利用）では、内部ソイルセメントの拘束が弱いため、大きな断面力が作用する杭には利用できなかった。本杭では、ソイルセメントや軸方向鉄筋を薄肉鋼管で拘束することにより、ソイルセメントおよび軸方向鉄筋を軸力、曲げモーメント等に抵抗できる応力材として活用することを可能とし、耐力等の面で有利な構造として成立させている。また、ソイルセメント合成鋼管杭に対しても、内部ソイルセメントと異形鉄筋との付着が大きくとれる等の特徴を有するため、断面耐力、剛性等を算定する際に、ソイルセメントを考慮することを考えている。

地盤への支持力は、かぶりソイルセメントを介して伝達し、周面支持力、周面バネは、杭全周で発揮し、先端支持力、先端バネは、杭先端全面で発揮できる構造とすることを考えている。

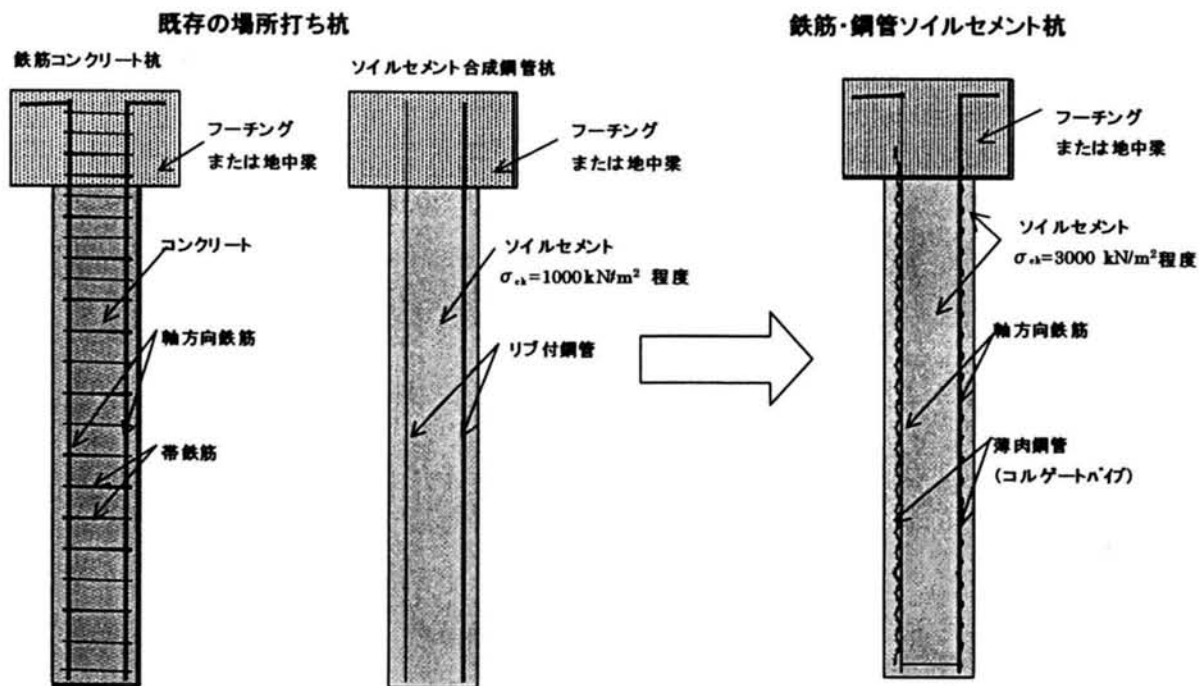


図2.1.1 既存の場所打ち杭と比較した鉄筋・鋼管ソイルセメント杭の構造概要

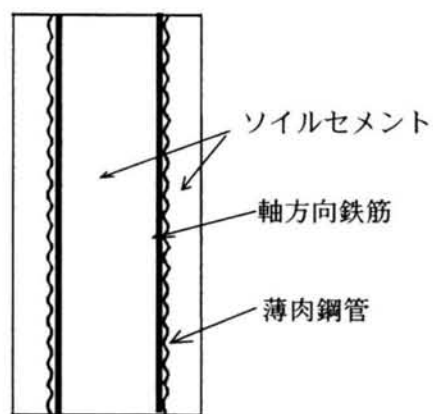


図2.1.2 鉄筋・鋼管ソイルセメント杭の標準的な構造（断面図）

2. 2 ソイルセメント合成鋼管杭との比較

既存のソイルセメント杭の代表的な例として、ソイルセメント合成鋼管杭があるが、本杭の特徴を、ソイルセメント合成鋼管杭との比較で整理すると以下のような項目があげられる。

- ① 軸方向鉄筋とソイルセメントの付着力が鋼管内面とソイルセメントの付着力より大きい。

- ② 薄肉鋼管とソイルセメントの付着力が鋼管外面とソイルセメントの付着力より大きい。
- ③ 薄肉鋼管は亜鉛めっき品を用いるため、リブ付き鋼管に比べて耐腐食性が大きい。
- ④ 鋼管には、局部座屈が発生するのに対し、薄肉鋼管は、鋼管に比べて軸方向の変形性能が大きく、座屈が発生しにくい。また、軸方向鉄筋も薄肉鋼管に拘束されるため、座屈が発生しにくい。
- ⑤ リブ付き鋼管に比べて、異形鉄筋、薄肉鋼管は汎用性のある材料で、単価が安い。

①については、ソイルセメント合成鋼管杭の鋼管内面はリブのないものが一般的であり、軸方向鉄筋とソイルセメントの付着力のほうが、鋼管内面とソイルセメントの付着力より大きくなるため、軸方向鉄筋とソイルセメントの一体性が保たれ、剛性、耐力とも大きくなると考えられる。

②については、薄肉鋼管にコルゲート管を使用する場合には、突起の高さが高いことにより、ソイルセメント合成鋼管杭の鋼管外面（リブ付き）よりもかぶりソイルセメントとの付着力を大きく発揮できるため、同じソイルセメント強度でより大きな杭周面支持力を伝達できると考えられる。

③については、薄肉鋼管に用いるコルゲート管等は亜鉛めっきを施されている製品を用いることから、かぶりソイルセメントにひびわれが発生しても、内部の薄肉鋼管及びその内側に位置する軸方向鉄筋の腐食を考慮する必要が無いと考えられる。

④については、薄肉鋼管にコルゲート管を用いた場合には、断面が波型をしていることにより直管に比べて軸方向に対して飛躍的に変形性能が大きく、軸方向鉄筋も薄肉鋼管の拘束により、座屈の発生は抑制されるため、鋼材の座屈により、部材の曲げ耐力が決定されることが少ない。それに対し、ソイルセメント合成鋼管杭では、圧縮側の鋼管の局部座屈により部材の曲げ耐力、変形性能が決定される場合が多い。

⑤については、ソイルセメント合成鋼管杭に用いるリブ付き鋼管は、特注品であり、普通鋼管に比べて単価が高い。それに対し、薄肉鋼管として用いるコルゲート管は送水管等に大量に使用されるもので、単価が安い。また、主鋼材として用いる異形鉄筋の単価は極めて安い。これらの材料単価の差により、同じ鋼材量を使用した場合に工事費全体で2割程度の低減となる。

2. 3 施工法

ソイルセメント杭の施工方法としては、ソイルセメント改良体の造成方法および芯材の配置方法の2つの面で分けることができる。

ソイルセメント改良体の造成方法としては、大きく分けて機械式攪拌混合工法と高圧噴射式攪拌混合工法がある。機械式攪拌混合工法は、鋼製の翼を回転させながら固化材と地盤を攪拌混合する工法であり、高圧噴射式攪拌混合工法は、固化材を高圧噴射しながら回転させ固化材と地盤を攪拌混合する工法であり、両者には、それぞれの特徴がある。

ソイルセメント合成鋼管杭等の従来のソイルセメント杭で使用されているのは、機械式

攪拌混合工法である。これは、機械式攪拌混合工法のほうが、高圧噴射攪拌混合工法より改良体径を確実に改良することが可能であるためと考えられる。しかしながら、機械式攪拌混合工法は、高圧噴射攪拌混合工法に比べて施工速度が遅いという欠点があり、このことは、施工時間の増加と工事費の増加につながっていると考えられる。一方、高圧噴射式攪拌混合工法は、固化材等の噴射エネルギーで地盤を切削するため地盤の硬軟によって改良体径が安定しないという欠点があるが、施工速度が早いという利点がある。

本研究では、両工法のメリットを併せ持つ交差噴流式攪拌混合工法により改良体を造成する施工法を採用することとする。この工法は、写真2.3.1に示すように高圧噴射を従来の水平ではなく斜めに交差して噴射し、その交点で地盤を切削、攪拌するものであり、内側では、機械式攪拌翼で同時に攪拌混合する機構をもつものである。そのため、噴射の交点で確実な改良体径を確保することができ、施工速度も早いという特徴がある。

芯材の配置方法としては、改良体の造成と同時に配置する方法と、改良体造成後、配置する方法がある。前者は、改良機械の機構等が複雑となるが、確実に芯材を配置することができるというメリットがある。一方、後者は、改良機械の改造等は必要としないが、改良体の硬さによって配置が不可能になる等の危険性を伴う。施工試験では両工法を比較することとしたが、結果的には、より施工性の高い前者を選ぶこととした。



写真2.3.1 交差噴流式攪拌混合工法の概要

本杭では図2.3.1に示すような交差噴流式攪拌混合工法により改良体を造成しながら、芯材（薄肉鋼管と軸方向鉄筋）を同時に配置する工法を採用することとした。また、攪拌混合は芯材を下降させながら杭体全体を改良し、芯材を所定の位置に設置した後、攪拌翼を上昇させながら薄肉鋼管内部のみを攪拌混合し、改良体を造成することとした。ここで、固化材の単位時間あたりの噴射量は一定としているため、薄肉鋼管内部は、2回攪拌混合される上に固化材の添加量も多く強度が大きなソイルセメントが造成される。また、攪拌翼上昇時には薄肉鋼管内部のみで攪拌混合が行われるため、均質で強度の大きなソイルセメントが造成されることが考えられる。従って、本施工法は薄肉鋼管内部のソイルセメントを設計に取り入れることを目指している本杭にとって非常に有利な施工法と考えられる。

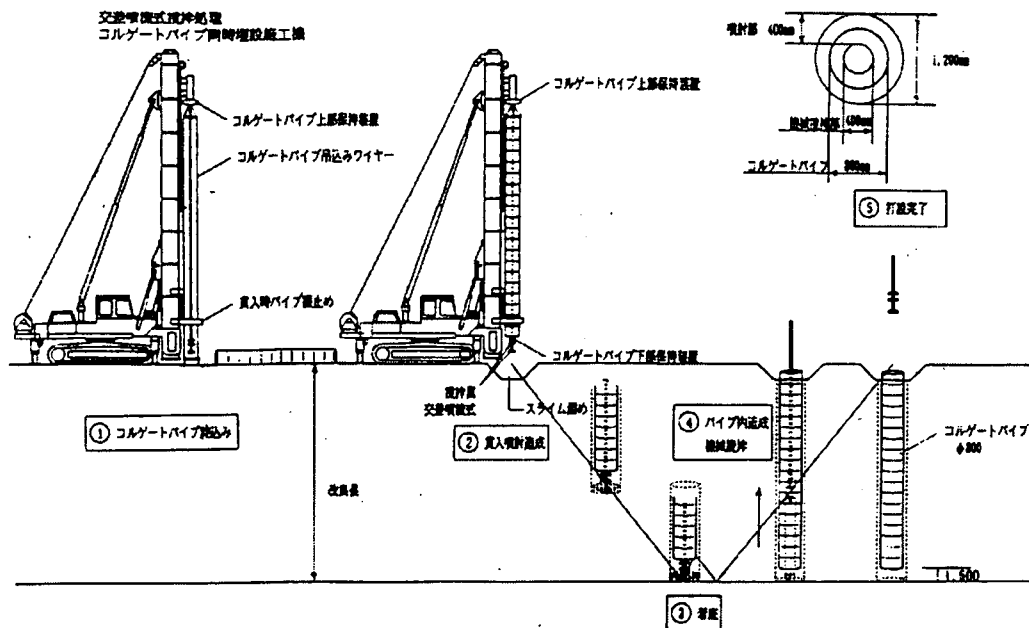


図2.3.1 交差噴流式攪拌混合工法を用いた芯材同時埋設施工の概要

2. 4 まとめ

鉄筋・鋼管ソイルセメント杭は、2.1に示したように特異な構造を持つソイルセメント杭であり、その構成材料の特性から2.2に示したような様々な特徴を有していることが予想される。このことは、3章から5章で検証していくこととする。また、施工法については、交差噴流式攪拌混合工法という今までのソイルセメント杭には採用されていない工法を用いることにより、本杭の特徴を最大限に引き出すことのできるのではないかと考えられる。このことについては、6章で検証していくこととする。

3 章 構成材料の特性

3. 1 はじめに

鉄筋・鋼管ソイルセメント杭は、ソイルセメント、鉄筋、薄肉鋼管の複合構造であるためその力学的な特性を明らかにするためには、それぞれの構成材料の応力-ひずみ関係等を明らかにする必要がある。特に本杭では、ソイルセメントを杭体の材料として評価することを考えており、そのため、ソイルセメントの応力-ひずみ関係を載荷試験により詳細に検討した。

一方、軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係については、既に知られているため、既知の関係を用いれば十分であり、薄肉鋼管の応力-ひずみ関係については、圧縮試験、有限要素解析により求めることとした。また、引張力作用時のソイルセメントと軸方向鉄筋の一体性を確保するためには両者の付着特性を知ることが重要であり、引き抜き試験により付着特性を検討した。

3. 2 ソイルセメントの特性

ソイルセメントは、現地盤の土砂とセメントミルクを混合して生成されるため、現地盤の土砂の種類によって様々な特性を示す。そのため、実際の施工に際しては、現地盤の土砂を採取し試験練りを行って、セメントの種類や配合等を決定することとなる。

ソイルセメントの圧縮・引張特性の基準となる指標が圧縮強度である。圧縮強度は、骨材となる土砂の性質に大きく依存する。一般的に現地盤の土砂は、砂質土と粘性土に分けられるが、粘性土の中でも、腐食土、ロームは、高い圧縮強度が得られにくく、砂質土とりわけレキ質土は高い圧縮強度が得られやすい。圧縮強度として最も一般的に用いられるのが一軸圧縮強度である。ソイルセメントの一軸圧縮強度は、 $100\text{kN/m}^2 \sim 10000\text{kN/m}^2$ 以上とばらつきがあるが、土質に応じてセメントの種類を選定し、その添加量を増やすことにより $2000 \sim 10000\text{ k N/m}^2$ の比較的高い一軸圧縮強度を持つソイルセメントを造成できる。本杭では、このような高い一軸圧縮強度を持つソイルセメントを用いることとした。

ソイルセメントの圧縮・引張特性には、圧縮強度、弾性係数、破壊ひずみ等がある。これらの特性は、ほぼ明らかにされている。また、応力-ひずみ関係についての研究も進んできている。鉄筋・鋼管ソイルセメント杭では、ソイルセメントが鋼管中に拘束されているため、拘束の影響でソイルセメントの圧縮・引張特性が変わることも考えられるが、拘束されたソイルセメントの応力-ひずみ関係については未解明な部分が多い。

ここでは実際の杭部材と同じ薄肉鋼管で拘束された状態での挙動を調べることにする。3.2.2では、一軸圧縮試験、引張割裂試験により無拘束の状態でのソイルセメントの応力-ひずみ関係等を、3.2.3では、鋼管で拘束した状態での圧縮試験と曲げ試験により、拘束状態でのソイルセメントの応力-ひずみ関係等を求めた。

また、本研究では、ソイルセメントを構造体として扱うため、4章以降で述べる部材載荷

実験では、ソイルセメントのひずみをひずみゲージで計測する。ところが、ソイルセメントのような強度の低い材料では、ひずみゲージの計測により得られる局所的なひずみが、全体ひずみとどのような関係にあるかは不明である。そのため、3.2.1では、ひずみゲージを取り付けた試験体の一軸圧縮試験を行い、ひずみゲージにより計測される局所的なひずみと変位計により計測される全体ひずみの比較を行った。

3. 2. 1 ソイルセメント一軸圧縮試験におけるひずみ計測値への計測法の影響

ソイルセメントは、土とコンクリートの中間的な強度を有するため、圧縮特性についても両方の特性の中間的な性質を持つものと考えられる。

既往の研究では、地盤改良として生成されるソイルセメントの圧縮特性は、土の圧縮試験に準じて試験を行い整理されている。従って、変形については、試験体全体の平均的なひずみを扱っているのが一般的である。

本研究では、ソイルセメントを杭部材の構成要素として扱うため、部材載荷試験等では、ソイルセメントに埋め込んだひずみゲージを使用してソイルセメントの局所的なひずみを計測する。コンクリートのような強度が高く均質性も高い材料では、局所的なひずみと全体ひずみはほぼ一致すると考えられるが、ソイルセメントについては、両者が一致するかどうかは不明である。そこで、以下に示す試験により、ソイルセメントのひずみの圧縮特性に対するひずみの計測法の違いによる影響を調べた。

直径50mm、高さ100mmの試験体を作成し、一軸圧縮試験を行った。ひずみの計測については、側面に貼り付けたひずみゲージ（ゲージ長さ3mm～60mm）により局所的なひずみを計測し、全体ひずみは、載荷板間隔を計測して試験体の高さの変化量を求め、試験体の高さで割って算出した。試験体数は26個とし、一軸圧縮強度は3170～4090kN/m²とした。試験体の諸元を表3.2.1に示す。

比較試験の状況を写真3.2.1に示す。試験結果（荷重－ひずみ曲線）の一例を図3.2.1に示す。この試験体20では、3mmと60mmのひずみゲージを取り付けている。60mmのゲージのほうが3mmのゲージよりもやや大きなひずみを得られているが、両方のゲージとも、載荷板の変位から求まる全体ひずみよりかなり小さくなった。この傾向は他の一軸圧縮試験においても同様であり、載荷板の変位から求まる全体ひずみがひずみゲージで計測した局所的なひずみより大きく計測されることがわかった。

次に、これらの関係を数値的に表すため、試験体ごとに載荷板の変位から求めた全体ひずみとひずみゲージで計測した局所的なひずみの比率を図3.2.2に示した。図3.2.2からわかるように計測が安定するひずみ（変位計によるひずみ計測値で0.002以上）では、両者の比率は3.0～4.0程度となり、ひずみゲージが60mmと長い試験体3ではさらに大きなひずみになるとその比率は2.0程度まで低下することがわかる。これは、ソイルセメントは低強度で、均質性も低い材料であるため、載荷初期には弱点となる部分に局所的なひずみが集中し、載荷が進むにつれて弱点が押しつぶされ全体ひずみが増大してくることによると考えられ

る。

つまり、大きなひずみが発生する部分がひずみゲージにかかっていない場合には、全体のひずみが増大していても、ひずみゲージの計測値には現れないため、弱点となる一部分のひずみが全体のひずみに大きな影響を与えるためであると考えられる。このことは、図3.2.1において長いゲージで計測したひずみのほうが、短いゲージで計測したひずみより、載荷板の変位から算定したひずみに近いことから推定される。

次に、この荷重－変位曲線の違いを、初期の変形係数 E_{50} 、最大荷重時のひずみ ε_c のパラメータで分析する。

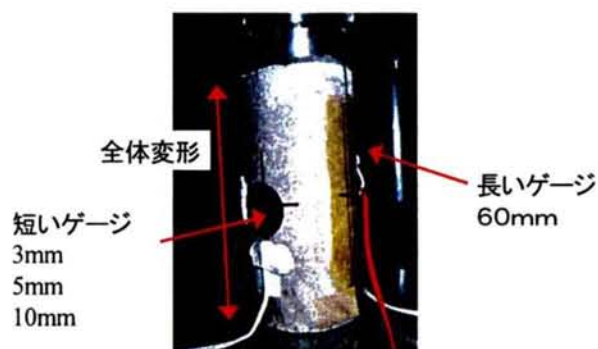


写真3.2.1 ソイルセメントのひずみ計測法による比較試験概要

表3.2.1 一軸圧縮試験体諸元

試験体番号	一軸圧縮強度 (kN/m^2)	取付けゲージ長 (mm)
1	3177	5
2	3908	5
3	3785	60
4	3836	60
5	3202	5
6	4003	60
7	2985	10
8	4005	10
9	3576	10
10	3991	60
11	3453	5
12	3910	10, 60
13	3458	10
14	3338	5, 60
15	3469	5
16	4051	5, 60
17	3540	5
18	3757	5, 60
19	3623	10
20	3939	3, 60
21	3883	5
22	3793	5
23	4087	5
24	3859	5, 60
25	3835	5, 60
26	3782	5, 60

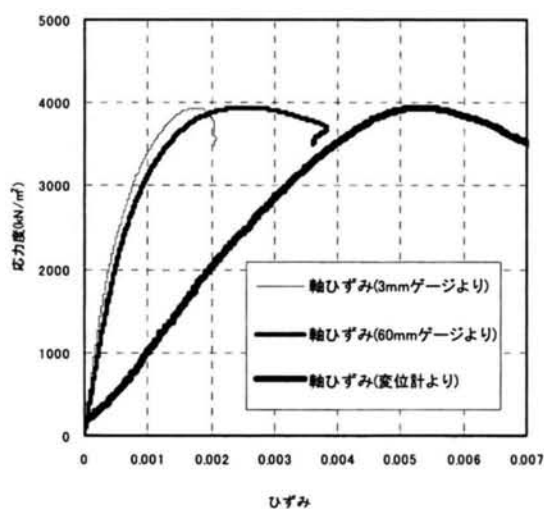


図3.2.1 応力度－ひずみ関係の例（試験体20）

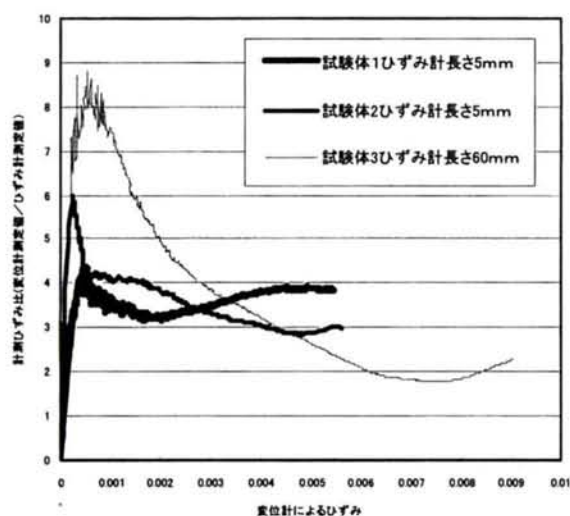


図3.2.2 ひずみ計測値の比と変位計計測ひずみの関係

(1) 初期の変形係数

初期の変形係数については、最大荷重の1/2の載荷重における割線勾配 E_{50} とした。 E_{50} について、測定長さ（ひずみゲージの場合にはひずみゲージ長さ、変位計の場合には試験体高さ100mm）と算定値の関係を図3.2.3に示す。また、変位計計測値から求めた算定値とひずみゲージ計測値から求めた算定値の関係を図3.2.4に示す。

図3.2.3からわかるように変位計の計測値から求めた変形係数に比べてひずみゲージの計測値から求めた値は大きく、その比は、60mmゲージの場合で3～4倍、5～10mmゲージの場合で4～6倍となっている。図3.2.4によれば、それらを平均すると約5倍となる。また、それぞれの値は、平均するとひずみゲージの計測値から求めた E_{50} で一軸圧縮強度の1500倍、変位計計測値から求めた E_{50} で340倍となり、後者は、既往の研究における一軸圧縮強度に対する倍率（DJM技術マニュアルで50～200倍、ガンテツパイル技術審査で500倍）に近い。 E_{50} を計算するひずみ領域は、1000～2000 μ 程度と低いため、計測法によるひずみの測定値の差が大きくなっていると考えられる。

以上のことから、ひずみゲージで測定される局所的なひずみから算定した初期変形係数 E_{50} は、全体ひずみから算定される初期変形係数 E_{50} の5倍程度となると考えられる。

(2) 最大荷重時ひずみ

最大荷重時のひずみ ε_c について、載荷板変位から算定したひずみとひずみゲージで計測したひずみの関係を図3.2.5に示す。

ひずみゲージで計測したひずみより求めた値が、載荷板変位から算定したひずみにより求めた値より小さく、平均すると約0.33倍となる。これは、先述したようにひずみが大きくなると両者のひずみ測定値が3倍程度となることと一致する。また、それぞれ

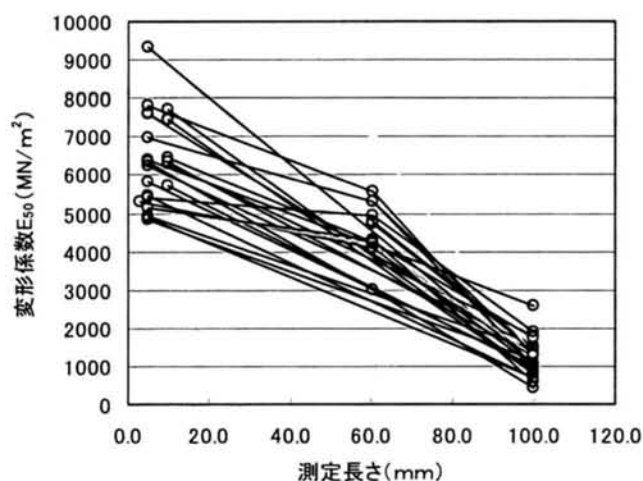


図3.2.3 測定長さと算定される初期変形係数 E_{50} の関係

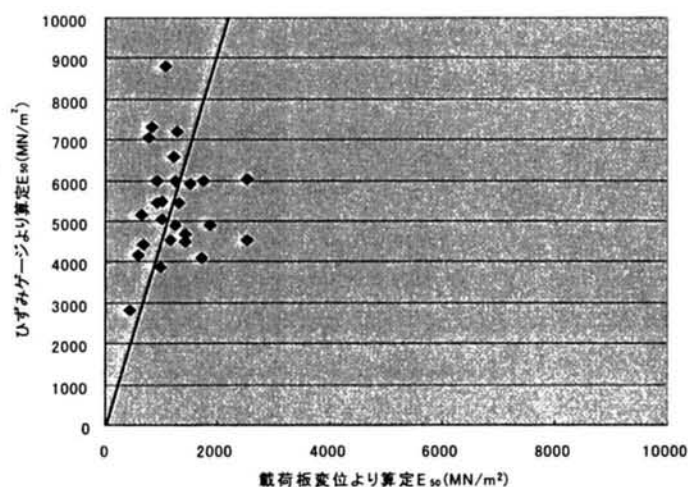


図3.2.4 ひずみ測定法による変形係数 E_{50} 算定値の比較

の値は、平均するとひずみゲージの計測値から求めた ε_c で 1758μ 、変位計測値から求めた ε_c で 5305μ となり、後者は、既往の研究 (DJM技術マニュアルで $5000\sim 20000\mu$) に近い。これらのことから最大荷重時のひずみ ε_c は、ひずみゲージで計測した場合には、全体ひずみの1/3程度となっていると考えられる。

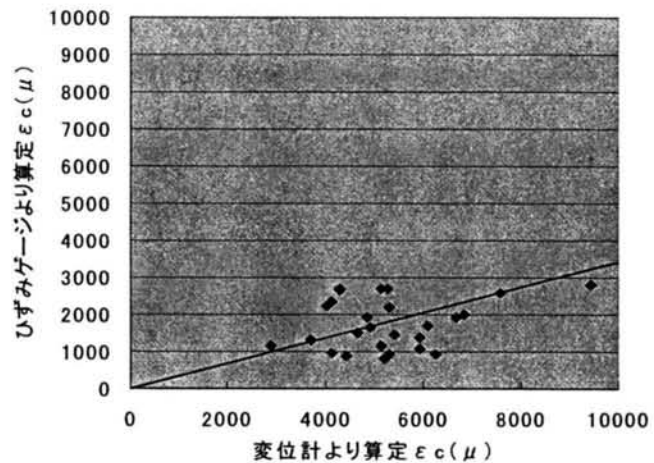


図3.2.5 ひずみ測定法による最大荷重時ひずみ ε_c 算定値の比較

3. 2. 2 無拘束状態でのソイルセメントの圧縮・引張特性

無拘束状態でのソイルセメントの基本的な特性を調べるために、はじめに、同じ配合の試験体を用いて、一軸圧縮試験および引張割裂試験を行い、圧縮特性、引張特性の比較を行った。なお、引張割裂試験は、JIS A1113に基づきコンクリート試験と同様に行い、ひずみは、ひずみゲージを用いて計測している。そのため、全体変形に関する特性は3.2.2で述べた計測法の影響を考慮する必要がある。

配合A (一軸圧縮強度 5000 k N/m^2)、配合B (一軸圧縮強度 2400 k N/m^2)、配合C (一軸圧縮強度 1600 k N/m^2) の3つの強度で、両試験を行い、それらの応力-ひずみ関係を図3.2.6、図3.2.7、図3.2.8に示した。これらの試験結果より、以下のようなことがわかる。

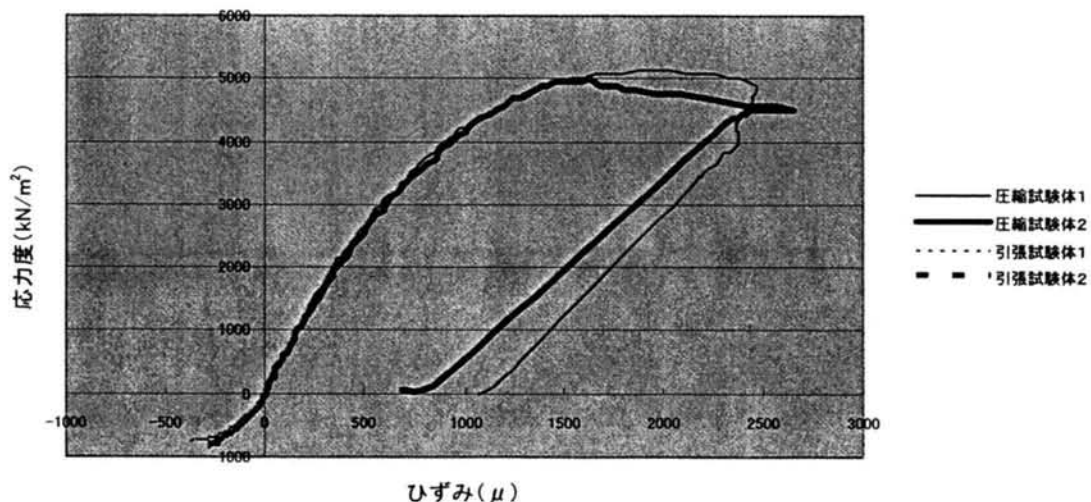


図3.2.6 ソイルセメント応力度-ひずみ関係 (一軸圧縮強度 5000 k N/m^2)

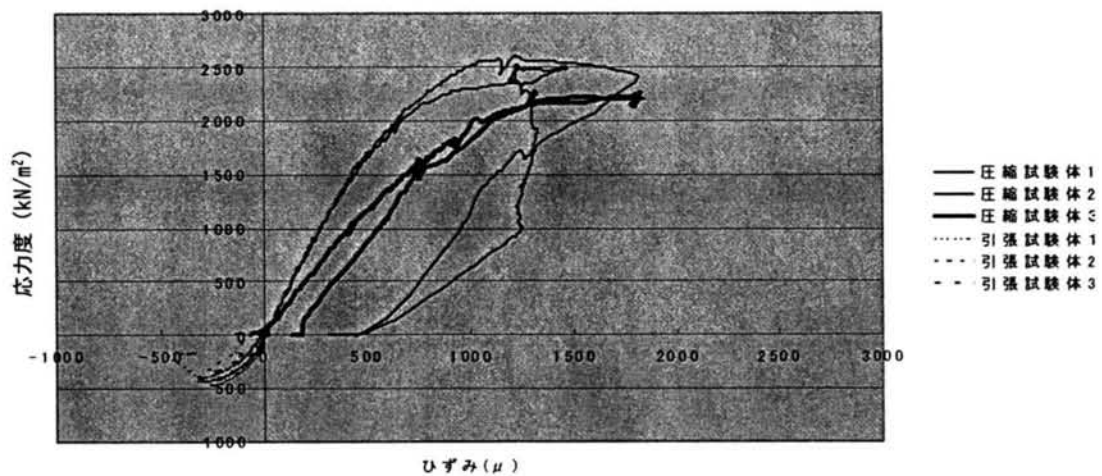


図3.2.7 ソイルセメント応力度－ひずみ関係（一軸圧縮強度2400 k N/m²）

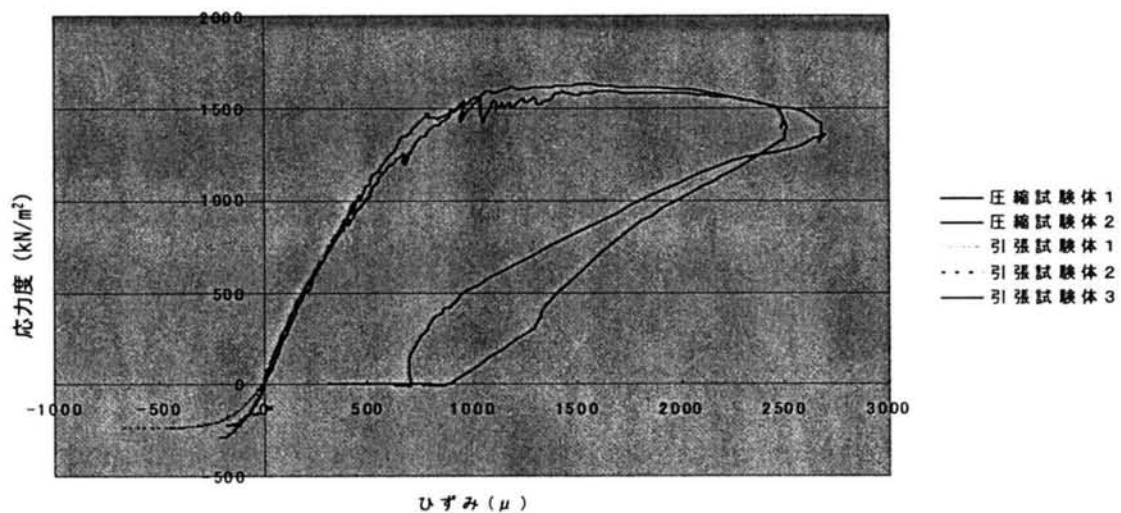


図3.2.8 ソイルセメント応力度－ひずみ関係（一軸圧縮強度1600 k N/m²）

(1) 引張強度

引張強度 σ_t は、コンクリートの場合には一軸圧縮強度の10%程度となることが知られている。ソイルセメントの場合にも、DJM技術マニュアルによれば10～20%程度となとされている。本試験でも一軸圧縮強度の15～20%となった。

(2) 変形係数

圧縮に対する変形係数 E_{50} は、既往の研究では、一軸圧縮強度の500倍または50～200倍とされている。本試験では、一軸圧縮強度の1000～1500倍と既往の研究と比べて2～5倍も大きな値となった、これは、3.2.1で述べた計測法の違い（既往の研究では、土の一軸圧縮試験に準じて全体ひずみを計測しているのに対し、本試験では長さ3～6 cmのひずみゲ

ージを用いて局所的なひずみを計測していること) による影響によるものであり、その影響を考慮するとほぼ既往の研究の値に等しいと考えられる。

引張に対する変形係数 E_{sol} は、本試験では、一軸圧縮強度の700～1900倍となり、圧縮に対する変形係数とほぼ同程度であることがわかった。

(3) 最大荷重時ひずみおよび破壊ひずみ

圧縮については、最大荷重時ひずみ ϵ_c は、 1500μ 程度であり、その後、応力度は漸減しながらひずみが増大し、 $2000\sim 2500\mu$ のひずみで破壊している。両者の比率は1.33～1.66である。

圧縮破壊ひずみは、既往の研究では、圧縮強度が高くなるほど小さくなるとされており、 $2000\sim 5000\text{ k N/m}^2$ 程度では、 $7000\sim 10000\mu$ 程度とされている。本試験では、圧縮強度との相関は明確には表れていないが、この値より小さく、ひずみ計測法の違いの影響によるものであり、その影響を考慮するとほぼ既往の研究の値に等しいと考えられる。

引張については、降伏ひずみは、 $200\sim 300\mu$ であり、その後、ひずみの増大は少なく、 $300\sim 700\mu$ のひずみで破壊する。引張力に対しては、降伏後、ひずみの伸びはほとんど期待できないことがわかる。

(4) まとめ

(1)～(3)の結果から3.2.1で述べたひずみ計測法の違いを考慮すると、ひずみを全体ひずみで評価した場合の無拘束状態のソイルセメントの応力度－ひずみ関係は図3.2.9で仮定できる。これは、載荷試験で計測されたひずみを初期ひずみ領域で5倍程度、それより大きなひずみ領域で2倍程度割り増して近似したものである。

この応力－ひずみ関係によれば、一軸圧縮強度にかかわらず圧縮側最大荷重時ひずみ ϵ_c は 2700μ 、破壊ひずみは 4050μ となり、引張側破壊ひずみ ϵ_t は 400μ となる。ただし、この時のソイルセメントの一軸圧縮強度は $1600\sim 5000\text{ k N/m}^2$ とする

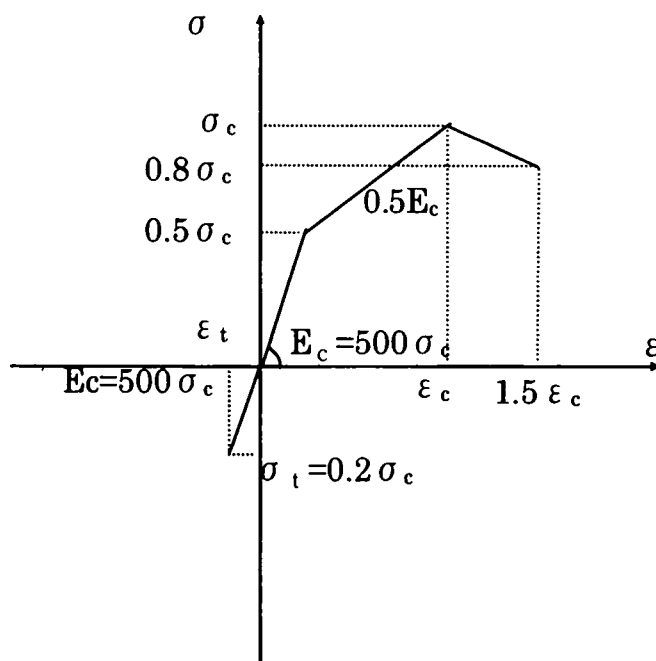


図3.2.9 ソイルセメントの応力度－ひずみ関係（無拘束）

3. 2. 3 拘束状態でのソイルセメントの圧縮・引張特性

拘束状態でのソイルセメントの応力-ひずみ関係（圧縮側）を調べるために3種類の圧縮試験を、同じく引張側を調べるために曲げ載荷を行った。これらの概要を図3.2.10に示す。

圧縮試験については、圧縮試験A～Cを行ったが、圧縮試験Aは、薄肉鋼管で拘束した状態でソイルセメントだけを圧縮する試験であり、薄肉鋼管には薄肉鋼管とソイルセメント間の摩擦力以上の軸方向力は作用せず、薄肉鋼管の周方向変形に応じた拘束圧がソイルセメントに作用した状態での圧縮試験となっている。圧縮試験Bは、ソイルセメントとそれを拘束する薄肉鋼管を同時に圧縮する試験であり、薄肉鋼管には軸方向圧縮力が作用する。圧縮試験Cは、ソイルセメントとそれを拘束する薄肉鋼管、および軸方向鉄筋を同時に圧縮する試験であり、軸方向鉄筋の影響等を知ることができる。拘束状態でのソイルセメントの応力-ひずみ関係（圧縮側）を詳細に調べるためには圧縮試験Aが最も有効であると考えられる。

引張側のソイルセメントの応力-ひずみ関係を調べるためには、薄肉鋼管で拘束した状態で単純引張試験を行う必要があるが、試験の実施が難しいため、ここでは曲げ載荷試験の引張側ソイルセメントの計測値を用いて応力-ひずみ関係を調べた。

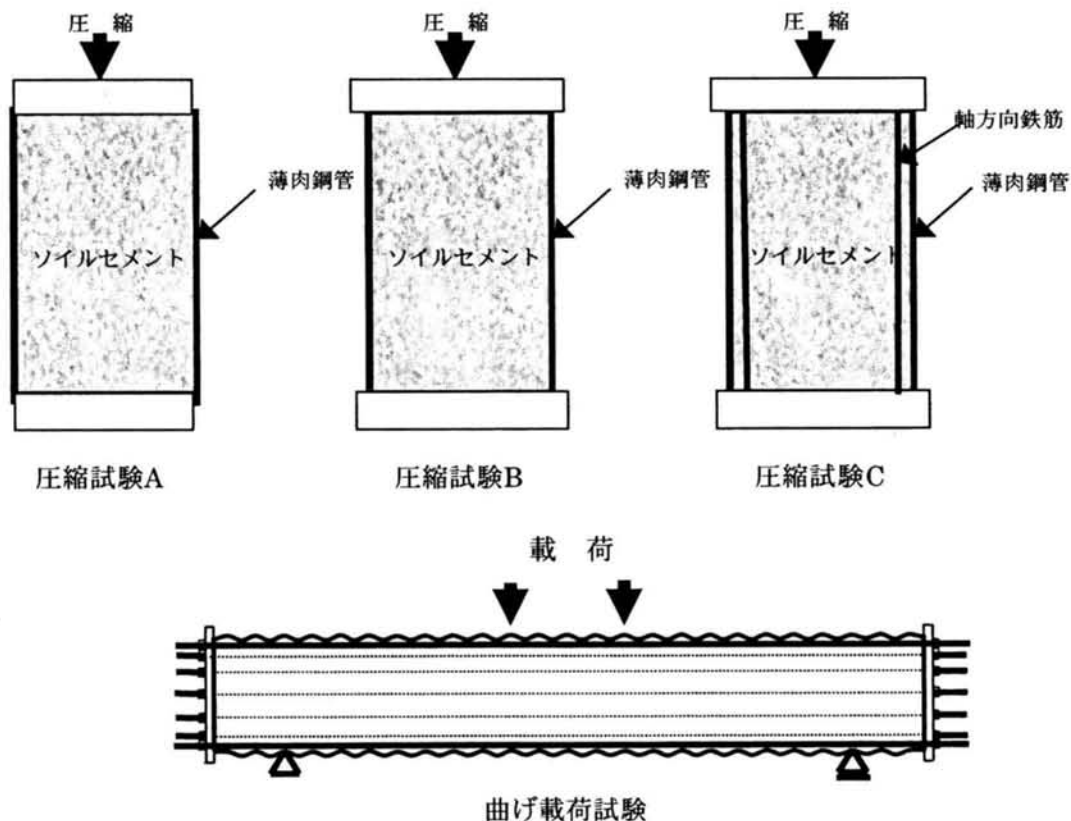


図3.2.10 拘束されたソイルセメントの応力-ひずみ関係を調べるために実施した試験概要

(1) 圧縮試験A

拘束状態と無拘束状態での圧縮特性を比較するために、最も基本的な試験として圧縮試験Aを行った。拘束状態の試験としては、鋼製モールド管で周囲を拘束した径100mm、高さ200mmの円筒形の試験体に上下からモールド管より若干小さな載荷板で圧縮して行った。モールド管には、鉛直水平方向にひずみゲージを取り付け、モールド管に作用する応力を計算した。なお、モールド管の厚さは0.28mmであるため、ソイルセメント径に対する比率は、0.28%であり、実杭（直径800mm、薄肉鋼管厚1.6mm、比率0.2%）の拘束状態をほぼ再現していると考えられる。無拘束状態の試験体は、径100mm、高さ200mmの試験体を用いて、通常の一軸圧縮試験を行った。試験体側面には、長さ6cmのひずみゲージを取り付け軸方向のひずみを計測した。

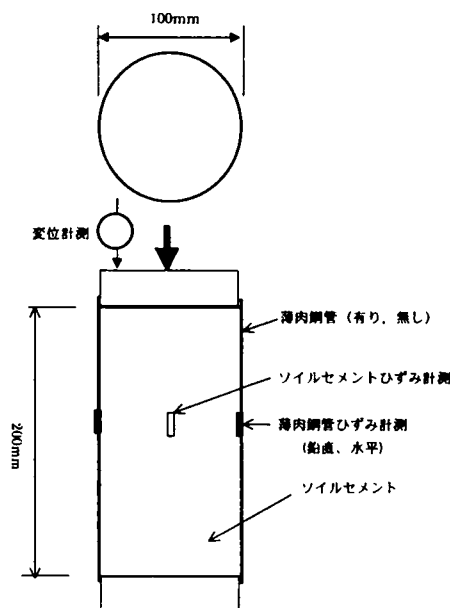


図3.2.11 圧縮試験A概要図

試験の概要を図3.2.11に示す。ソイルセメント配合を変化させ、一軸圧縮強度で2300 k N/m²、3800 k N/m²、5300 k N/m²とした。拘束状態、無拘束状態での両試験での応力-ひずみ関係を図3.2.12に示す。軸方向圧縮ひずみは、上下載荷板間隔の変化量を試験体高さで割って算出し、応力度は、載荷重を試験体断面積で割って算出している。拘束状態の試験における応力度は、モールド管に発生している軸方向圧縮力を鉛直方向ひずみゲージの計測値から算定し、載荷重から差し引いて計算している。

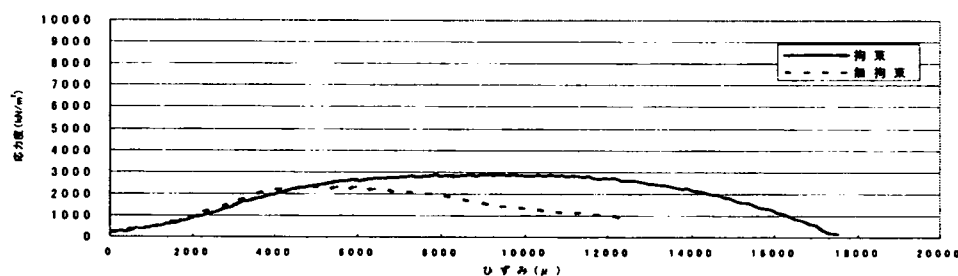


図3.2.12 (a) 応力度-ひずみ関係(一軸圧縮強度2300 k N/m²)

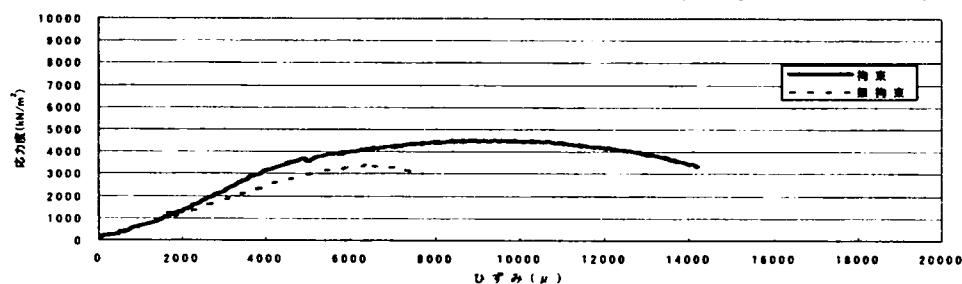


図3.2.12 (b) 応力度-ひずみ関係(一軸圧縮強度3800 k N/m²)

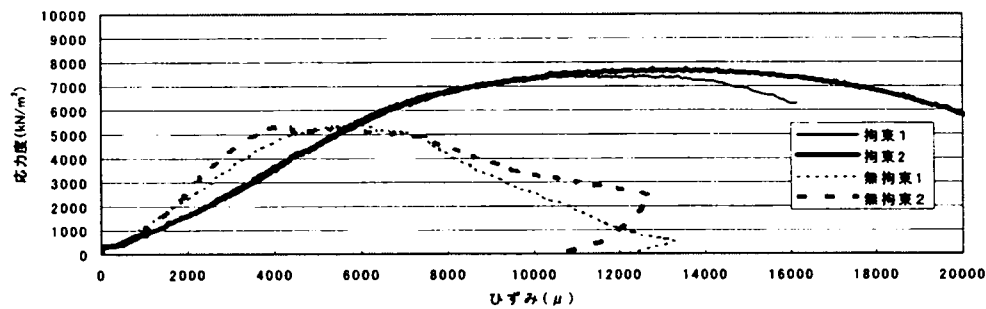


図3.2.12 (c) 応力度－ひずみ関係(一軸圧縮強度5300 k N/m²)

図3.2.12から以下のようなことがわかる。

- ① 初期の変形係数は、一軸圧縮強度が高いほど大きくなるが、拘束による影響は明確にはみられない。また、一軸圧縮強度の違いによる明確な差はみられない。
- ② 最大応力度発生時のひずみ ε_c は、無拘束の場合には軸方向ひずみ4000～6000 μ であるが、拘束された場合には10000～12000 μ と2倍程度大きくなる。また、 ε_c は一軸圧縮強度が高いほど大きくなる。
- ③ 最大応力度発生時以降については、無拘束の場合には急激に応力度が減少するが、拘束された場合には急激な応力度の低下はみられず、軸方向ひずみ10000 μ 以上までひずみが伸びる。応力度の低下も緩やかに起こり、一軸圧縮強度5300 k N/m² の場合には20000 μ 以上の軸ひずみまで無拘束状態での一軸圧縮強度以上の応力度を維持する。最大応力度については、無拘束の場合に比べて、拘束された場合には、20～50% 増大し、その増大量は一軸圧縮強度が高いほど大きくなる。

各試験体のソイルセメント軸ひずみとモールド管による拘束圧の関係を図3.2.13(a)に示す。ここで、拘束圧はモールド管の周方向ひずみの計測値から式(3.2.1)により求めた。

$$\sigma_3 = \varepsilon_m \cdot E_m \cdot 2t/d \quad (3.2.1)$$

ここで、 σ_3 : 拘束圧 (k N/m²)

ε_m : モールド管の周方向ひずみ

E_m : モールド管の変形係数(2.06×10^8 k N/m²)

t : モールド管厚 (0.28mm)

d : 試験体直径 (100mm)

図3.2.13(a)より軸ひずみ4000～6000 μ では一軸圧縮強度が低いほど大きな拘束圧が発生しており、軸ひずみ8000～12000 μ では逆に一軸圧縮強度が高いほど大きな拘束圧が発生している。これは、ソイルセメントのポアソン比が一軸圧縮強度が低いほど大きいため、小さな軸ひずみでは一軸圧縮強度が低いほど体積収縮量が小さくなり拘束圧は大きくなる

が、軸ひずみが大きくなるに従いダイレイタンスーが体積変化に影響してくることが原因ではないかと考えられる。

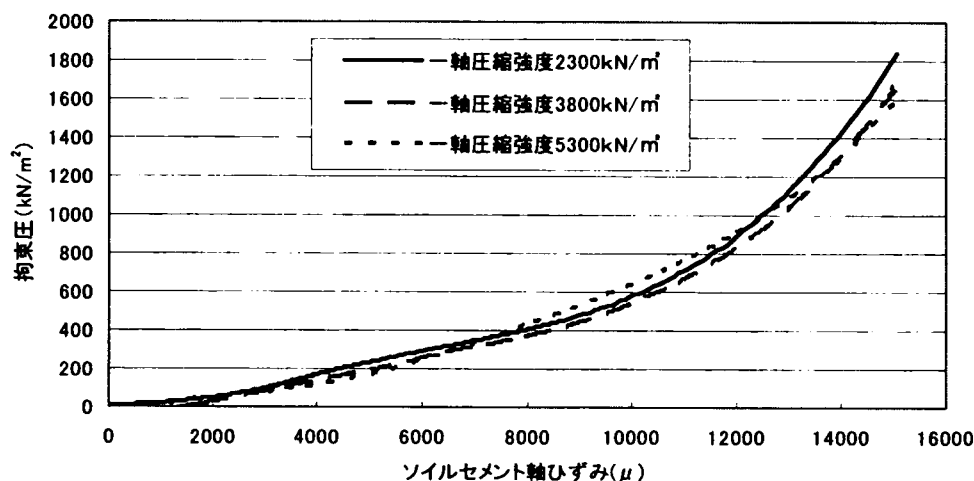


図3.2.13(a) ソイルセメント軸ひずみと拘束圧の関係

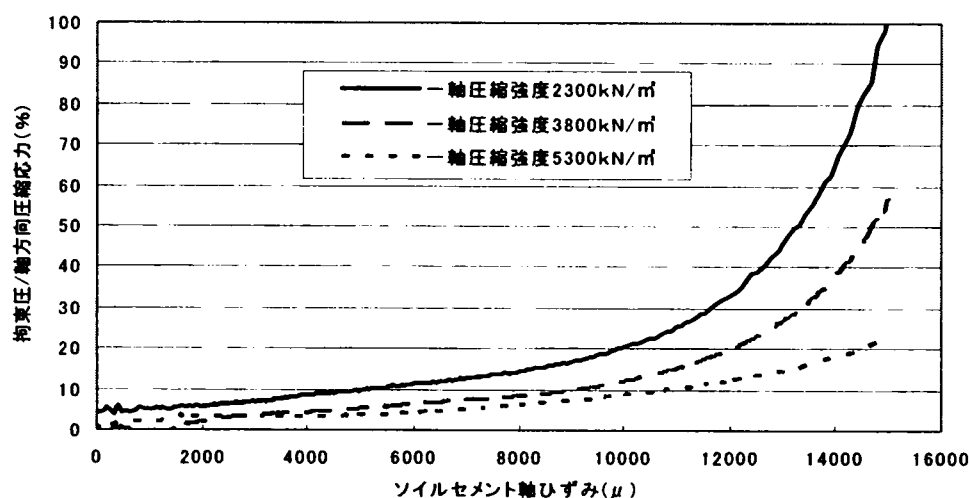


図3.2.13(b) ソイルセメント軸ひずみと拘束圧/軸方向圧縮応力の関係

ソイルセメント軸ひずみと軸方向圧縮力に対する拘束圧の比の関係を図3.2.13(b)に示すが、同じソイルセメント軸ひずみの場合には、一軸圧縮強度が高いほど軸方向圧縮力に対する拘束圧の比が小さくなることがわかる。これは、一軸圧縮強度が高いほど変形係数が大きくなるため、同じ軸ひずみのときの軸方向圧縮力が大きくなり、軸方向圧縮力に対する拘束圧の比は小さくなるためであると考えられる。

薄肉鋼管で拘束した場合の拘束圧は、ダイレイタンスーの影響が無い範囲では軸方向圧

縮応力，ソイルセメントのポアソン比，試験体半径に対する薄肉鋼管厚比およびソイルセメントに対する薄肉鋼管の変形係数比に比例すると考え，式(3.2.2)で計算される拘束圧と試験から得られた拘束圧の比較を図3.2.14に示した。

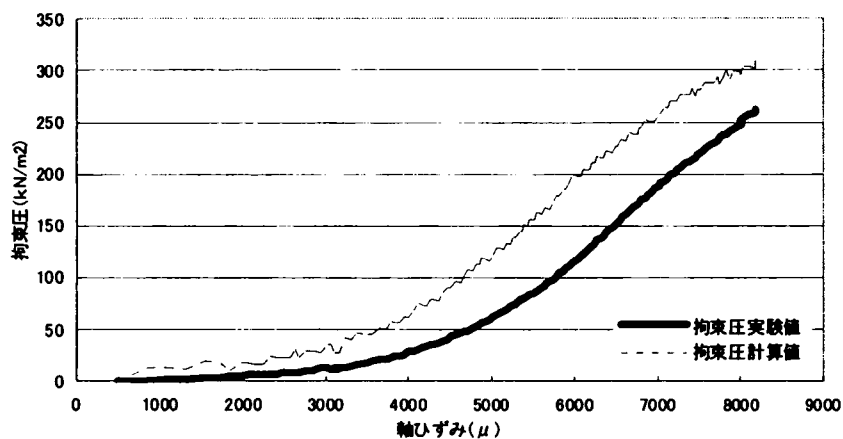


図3.2.14(a) 拘束圧実験値と計算値の比較(一軸圧縮強度2300kN/m²)

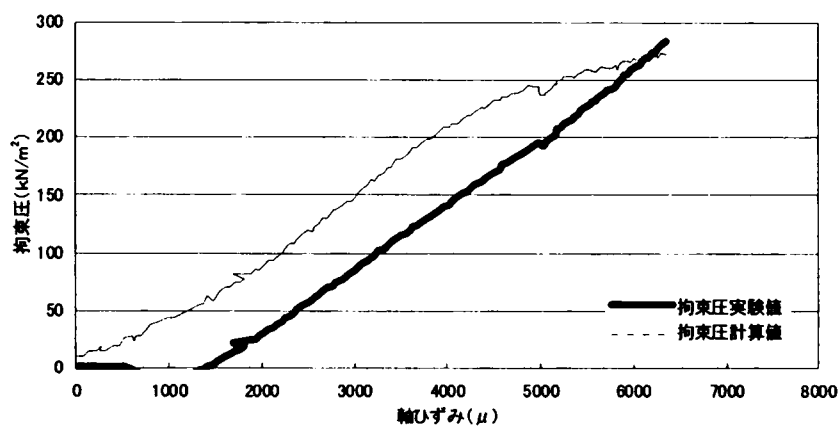


図3.2.14(b) 拘束圧実験値と計算値の比較(一軸圧縮強度3800kN/m²)

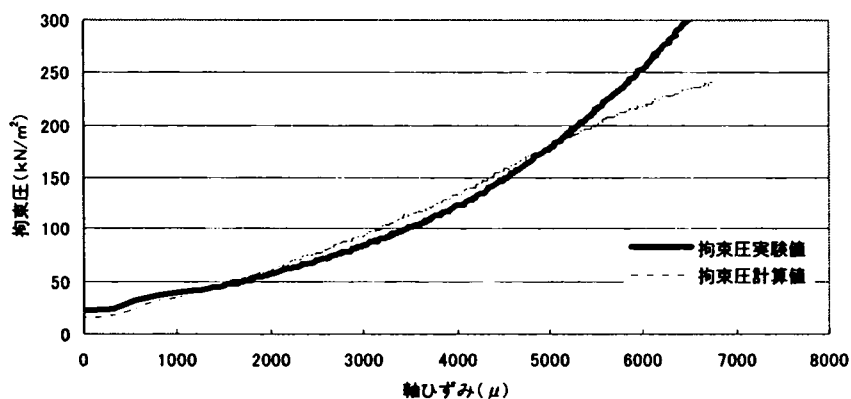


図3.2.14(c) 拘束圧実験値と計算値の比較(一軸圧縮強度5300kN/m²)

$$\sigma_3 = \alpha \cdot \sigma_1 \cdot \nu_{sc} \cdot (2t/d) \cdot (E_s/E_{sc}) \quad (3.2.2)$$

ここで、 σ_3 : 拘束圧(k N/m²)

α : 補正係数(0.45)

σ_1 : 軸圧縮応力(k N/m²)

ν_{sc} : ソイルセメントのポアソン比 (5章で述べる三軸圧縮試験の結果より一軸圧縮強度2300 k N/m²の場合0.3, 一軸圧縮強度3800 k N/m²の場合0.25, 一軸圧縮強度5300 k N/m²の場合0.2とした)

t : 薄肉鋼管厚 (0.28mm)

d : 試験体直径 (100mm)

E_s : 薄肉鋼管の変形係数

E_{sc} : ソイルセメントの変形係数 (一軸圧縮強度の500倍)

図3.2.14から5000 μ 以下の小さなひずみでは式(3.2.2)で拘束圧を精度よく計算できることがわかる。ソイルセメント一軸圧縮強度が2300 k N/m²の場合には、拘束圧は軸方向圧縮力の6.6%, 同じく3800 k N/m²の場合には、拘束圧は軸方向圧縮力の4.0%, 同じく5300 k N/m²の場合には、拘束圧は軸方向圧縮力の2.9%の割合で発生することとなり、薄肉鋼管の厚さが同じ場合には、ソイルセメントの一軸圧縮強度が低いほど軸方向圧縮力に対する拘束圧は大きくなることがわかる。これは、図3.2.13(b)において拘束圧/軸圧縮応力の値が5000 μ 以下のひずみではほぼ一定であり、一軸圧縮強度が小さいほどその値が大きくなることとも一致する。ただし、ダイレイタンシーが体積変化に影響してくる大きなひずみでは、式(3.2.2)のような軸圧縮応力に比例する式では拘束圧は表現できないと考えられる。

(2) 圧縮試験B

薄肉鋼管で拘束されたソイルセメントの強度増加は、圧縮試験により、ソイルセメントの圧縮耐力を調べればよい。ここでは、4章で詳述する部材圧縮試験シリーズA中の砂質土を材料とした軸方向鉄筋の無い試験を取り出し、圧縮試験Bとしてソイルセメントの強度増加を調べた。

試験の概要としては、図3.2.15に示すような直径300mm、高さ600mmの薄肉鋼管中にソイルセメントを打設した試験体に鉛直载荷を行うものである。拘束効果の大小を比較するため、薄肉鋼管には厚さの異なる2種類の管(写真3.4.1参照)を用いて薄肉鋼管比(薄肉鋼管の厚さ×2/試験体直径)を変化させた。また、ソイルセメン

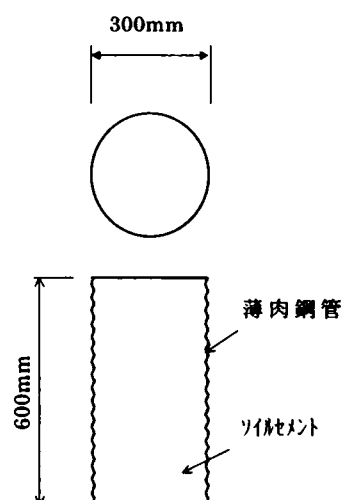


図3.2.15 圧縮試験B概要

ト一軸圧縮強度については、2220～2400kN/m²とした。試験体の諸元は、表3.2.2に示す通りである。なお、薄肉鋼管の種類については3.4で詳述するが、コルゲート管は波型の薄板を加工した半割管をつき合わせたものであり、スパイラル管は帯状の薄板をスパイラル形状で接合したものである。

表3.2.2 圧縮試験B試験体諸元

試験体番号	薄肉鋼管種類	薄肉鋼管比 (%)	骨材	ソイルセメント一軸圧縮強度 (kN/m ²)
試験体 1～3	コルゲート管	1. 1	砂質土	2 2 2 0
試験体 4	スパイラル管A	0. 3	砂質土	2 4 0 0

載荷試験の最大荷重より求めた圧縮耐力試験値、ソイルセメントの一軸圧縮強度に試験体断面積をかけて計算した値、およびその比率を表3.2.3にまとめた。なお、計算値には薄肉鋼管がコルゲート管の場合には、後述する圧縮試験による応力－ひずみ関係から計算した耐力 (30 kN) を加えている。スパイラル管の場合には耐力がきわめて小さいため無視した。

表 3.2.3 圧縮試験B試験結果 (圧縮耐力)

試験体番号	圧縮耐力 (kN)		①/②
	試験値①	計算値②	
試験体 1	242	187	1.29
試験体 2	260	187	1.39
試験体 3	278	187	1.48
試験体 4	269	170	1.58

試験から得られた圧縮耐力は、一軸圧縮強度から計算した値に対して1.29～1.58倍の圧縮耐力を発揮することがわかった、これは、圧縮試験Aで得られた拘束によるソイルセメントの強度増加とも一致するものである。

次に、載荷版間隔の計測値から算出した試験体の軸ひずみと載荷重から薄肉鋼管負担力を差し引いた値を試験体断面積で割って算出した軸方向圧縮応力度の関係を試験体1～4について図3.2.16に示す。また、初期変形係数E₅₀等の値を表3.2.4に示す。これらの図、表から薄肉鋼管で拘束されたソイルセメントは、以下のような応力－ひずみ関係で示すことができる。

- ① 初期変形係数E₅₀は、既往の研究における一軸圧縮強度の200～300倍とほぼ同等である。
- ② 最大応力度は、一軸圧縮強度の30%増となる。
- ③ 最大応力度発生時の軸ひずみは30000μ以上、破壊ひずみは、50000μ以上と非常に大きくなる。

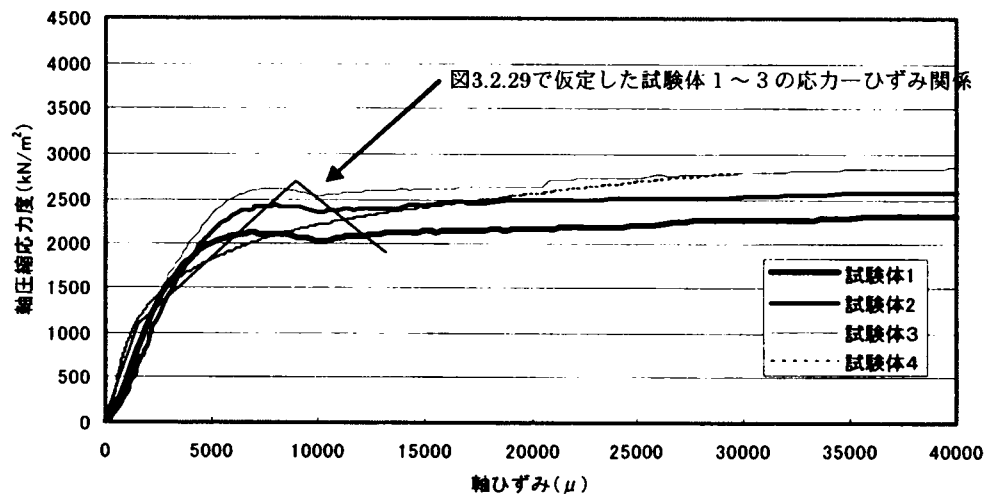


図3.2.16 ソイルセメント応力-ひずみ関係

表3.2.4 圧縮試験Bひずみ等計測結果

試験体 番号	変形係数 E_{50} (MN/m ²)	変形係数 E_{50} ／ 一軸圧縮強度	最大応力度時 ひずみ(μ)	最大応力度 (kN/m ²)	最大応力度／ 一軸圧縮強度	破壊ひずみ (μ)
試験体 1	5 4 6	2 4 8	4 4 2 6 7	2 3 2 2	1. 0 4 6	5 4 4 8 5
試験体 2	5 7 8	2 6 3	4 1 7 0 8	2 5 7 0	1. 1 5 8	7 0 3 0 5
試験体 3	6 5 0	2 9 5	3 9 9 1 6	2 8 5 3	1. 2 8 6	6 1 8 5 4
試験体 4	4 1 5	1 3 5	4 6 3 9 2	3 7 7 3	1. 5 7 2	6 0 2 7 0

(3) 圧縮試験C

薄肉鋼管の拘束によるソイルセメントの応力度-ひずみ関係への評価するためには、ソイルセメントに発生するひずみとソイルセメントに作用する応力度を正確に調べる必要がある。ここでは、4章で詳述する部材圧縮試験シリーズB中の試験体16～19を、圧縮試験Cとしてソイルセメントの応力度-ひずみ関係を調べた。

試験の概要は、図3.2.17に示す通りであり、試験体の諸元は、表3.2.5に示す通りである。試験体16, 17は、薄肉鋼管で拘束した試験体である。試験体18, 19は、薄肉鋼管の無い試験体で拘束効果は無い。また、試験体外周部は地盤の拘束を模擬するために厚さ1mmのボイド管（ボール紙製）で巻くこととした。载荷は、鉛直方向に繰り返し载荷で行い、計測項目としては、荷重、载荷点変位のほかに4分点とした3断面で軸方向鉄筋ひずみ（4本）とソイルセメントひずみ（断面中心）の計測を行った。

上中下各断面でのソイルセメントのひずみと応力度の関係を図3.2.18～図3.2.21に示す。

ここで、応力度は、载荷重から各断面における鉄筋が負担する応力(鉄筋ひずみから算出)を差し引き、ソイルセメント断面積で割って算出した。

図3.2.18～図3.2.21からわかるように無拘束状態のソイルセメントは、 1000μ 以下のひずみで急激に応力度が低下するのに対し、拘束状態のソイルセメントは、 3000μ 以上まで応力度を保ったままひずみが伸びている。拘束状態であっても試験体16の上断面では、 1500μ で応力度が低下しているが、これは、薄肉鋼管が軸方向鉄筋を拘束しきれなくなり、座屈したことにとみなうものと考えられる。

変形係数 E_{50} 、降伏ひずみ、降伏応力度、破壊ひずみを各試験体、各断面毎に表3.2.6にまとめた。変形係数は、拘束による影響はほとんどみられず、一軸圧縮強度の500～1800倍程度となった。最大応力度時のひずみは、拘

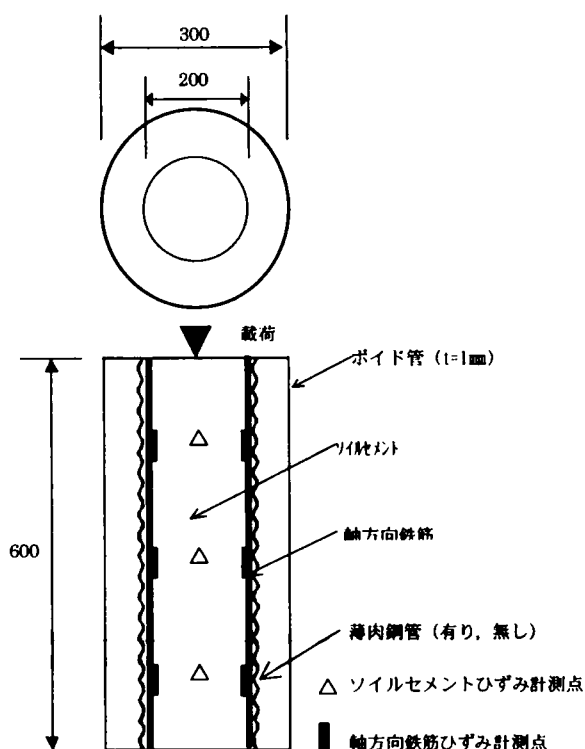


図3.2.17 圧縮試験C概要

表3.2.5 圧縮試験C試験体諸元

試験体番号	薄肉鋼管種類	薄肉鋼管比	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋比(%)	骨材	一軸圧縮強度 (kN/m^2)
試験体16	スパイラル管A	0.3	D10-12本	1.2	砂質土	1920
試験体17	スパイラル管A	0.3	D10-12本	1.2	砂質土	4300
試験体18	—	—	D10-12本	1.2	砂質土	1990
試験体19	—	—	D10-12本	1.2	砂質土	4860

束状態の試験では、 $1300\sim 2400\mu$ となったのに対し、無拘束の試験では、 $450\sim 1150\mu$ となり、破壊ひずみは、拘束状態の試験では試験体16の上断面を除いて最大応力度時のひずみの1.5倍以上となったが、無拘束の試験では、最大応力度時のひずみと変わらない結果となった。最大応力度については、拘束状態の試験では一軸圧縮強度より20%以上増加したが、無拘束の試験では、鉄筋の座屈により一軸圧縮強度以下となった。ただし、圧縮試験Cでは、3.2.2で述べたように軸ひずみにソイルセメントに埋め込んだひずみゲージの値を用いているため軸ひずみ計測値は全体ひずみに比べて小さくなっていると考えられる。

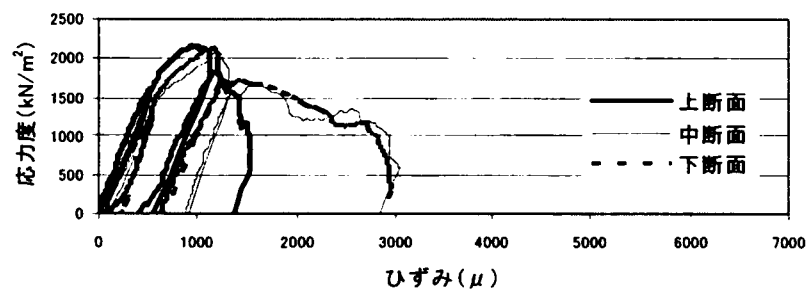


図3.2.18 応力度－ひずみ関係(試験体16)

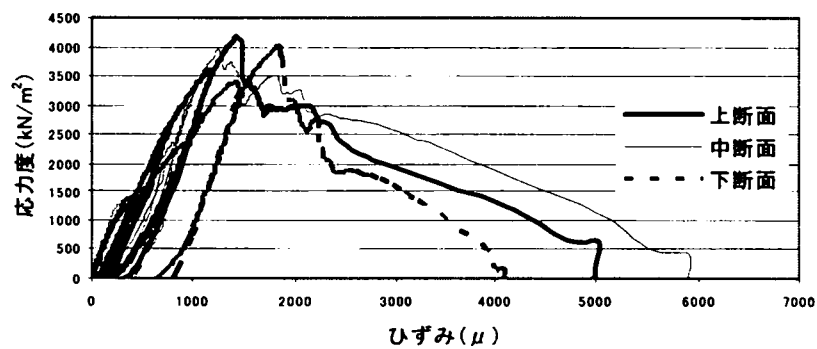


図3.2.19 応力度－ひずみ関係(試験体17)

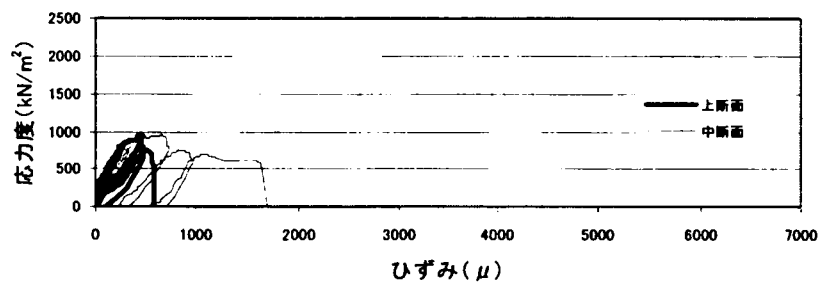


図3.2.20 応力度－ひずみ関係(試験体18)

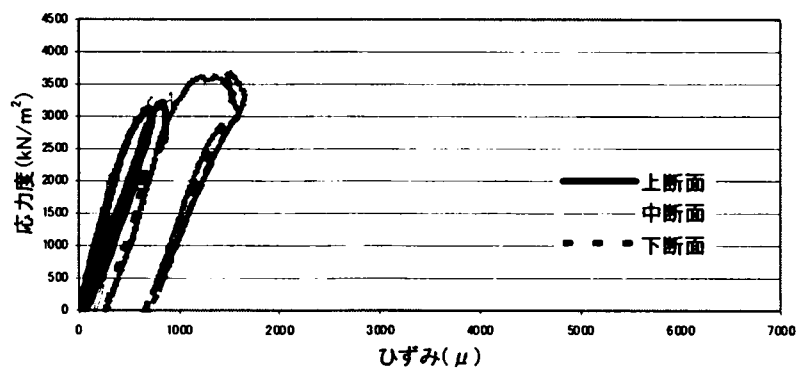


図3.2.21 応力度－ひずみ関係(試験体19)

表3.2.6 圧縮試験Cひずみ等計測結果

試験体番号	断面	変形係数 E_{50} (MN/m^2)	変形係数 E_{50} ／ 一軸圧縮強度	最大応力度時 ひずみ(μ)	最大応力度 (kN/m^2)	最大応力度／ 一軸圧縮強度	破壊ひず み(μ)
試験体16	上	3 4 1 6	1 7 8 0	1 3 2 0	2 2 5 0	1. 1 7 2	1 4 4 3
	中	2 7 3 6	1 4 2 5	1 7 5 8	2 7 2 0	1. 4 1 7	2 7 7 0
	下	2 4 2 0	1 2 6 0	1 4 4 8	2 6 7 0	1. 3 9 1	2 8 0 8
試験体17	上	3 3 4 2	7 7 5	2 0 5 0	5 0 5 0	1. 1 7 4	3 1 0 0
	中	2 8 0 7	6 5 1	2 1 0 0	4 8 0 0	1. 1 1 6	3 8 0 0
	下	2 4 5 6	5 7 0	2 4 0 0	4 8 5 0	1. 1 2 8	3 6 0 0
試験体18	上	3 0 6 7	1 5 4 1	4 5 0	9 6 0	0. 4 8 2	5 0 0
	中	3 8 1 7	1 8 6 8	6 5 0	9 6 0	0. 4 8 2	1 2 0 0
	下	—	—	—	—	—	—
試験体19	上	5 4 6 0	1 2 6 7	7 5 0	3 3 0	0. 0 6 8	8 0 0
	中	6 6 1 5	1 5 3 5	8 0 0	3 3 0	0. 0 6 8	8 0 0
	下	3 4 3 7	7 9 7	1 1 5 0	3 5 5	0. 0 7 3	1 6 0 0

(4) 曲げ引張試験

薄肉鋼管で拘束した状態で軸方向の単純引張試験を実施することは難しい。そのため、4章で詳述する部材レベルの曲げ載荷試験を用いて、ソイルセメントに作用する引張応力度－ひずみ関係を調べた。

試験の概要としては、図3.2.22に示す通りであり、試験体の諸元は表3.2.7の通りである。まず、断面内のひずみ分布を知るため、支点中央断面のソイルセメントおよび軸方向鉄筋のひずみと曲げモーメントの関係を図3.2.23～図3.2.25に示した。

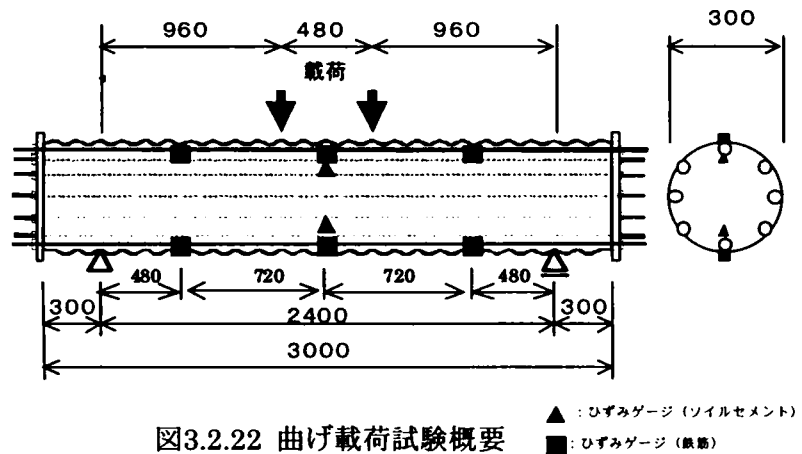


図3.2.22 曲げ載荷試験概要

これらの図から、圧縮、

表3.2.7 曲げ載荷試験体諸元

試験体番号	薄肉鋼管厚(m m)	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋比 (%)	ソイルセメント一軸圧縮強度 (kN/m^2)
試験体1	1.6	D16－8本	2.2	1650
試験体2	1.6	D16－8本	2.2	2630
試験体3	1.6	D10－20本	2.0	2110

引張とも2000 μ 程度のひずみ領域までは軸方向鉄筋とソイルセメントのひずみは、平面ひずみ状態を保ちながら増大し、中立軸は、断面中央から大きく変動しないことがわかる、そのため、ソイルセメントに作用する曲げモーメント M_c は、断面に作用する曲げモーメント M と軸方向鉄筋に作用する曲げモーメント M_s の差で式(3.2.3)により求めることができる。

$$M_c = M - M_s \quad (3.2.3)$$

ソイルセメントひずみ計測位置での応力度 σ_c は式(3.2.4)で求めることができる。

$$\sigma_c = M_c \cdot d / I_c \quad (3.2.4)$$

ここで、 d ：断面中央から測定位置までの距離

I_c ：ソイルセメントの断面2次モーメント

式(3.2.4)で求めたソイルセメントに発生する応力度とひずみ計測値の関係を図3.2.26～図3.2.28に示した。これらの図から、変形係数 E_{50} は、一軸圧縮強度の700～1000倍程度となり、圧縮試験と同様の傾向を示す。最大応力度発生時ひずみは、1000～1600 μ となり、最大応力度は、一軸圧縮強度と同程度となった。

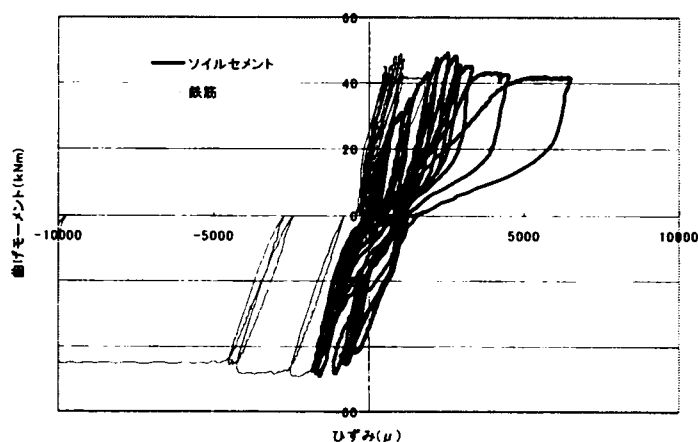


図3.2.23 曲げモーメント－ひずみ関係（試験体1）

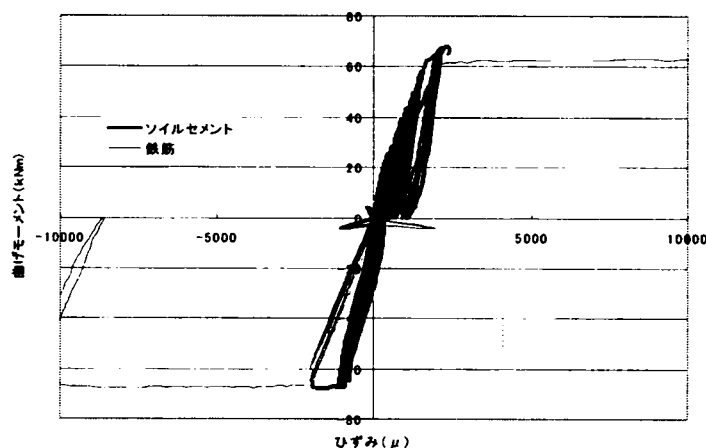


図3.2.24 曲げモーメント－ひずみ関係（試験体2）

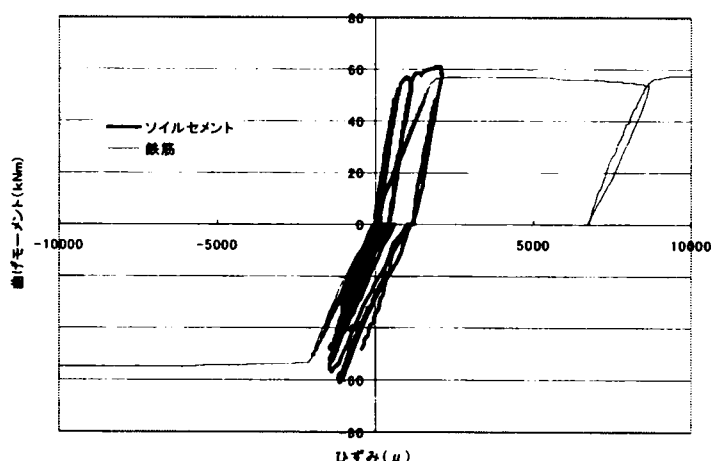


図3.2.25 曲げモーメント－ひずみ関係（試験体3）

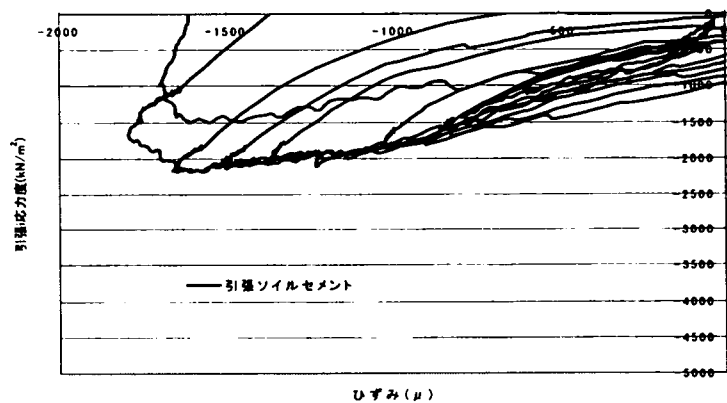


図3.2.26 曲げ引張応力度－ひずみ関係（試験体1）

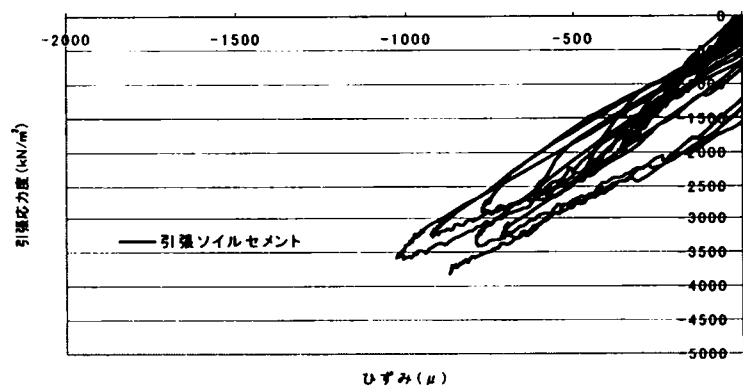


図3.2.27 曲げ引張応力度－ひずみ関係（試験体2）

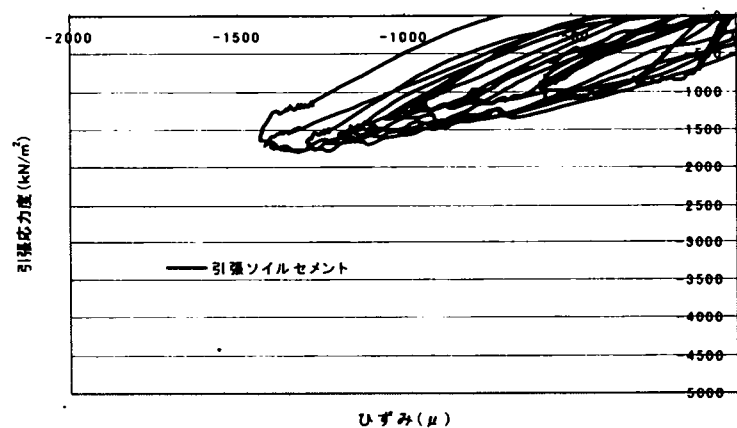


図3.2.28 曲げ引張応力度－ひずみ関係（試験体3）

（5）引張強度および圧縮強度

引張強度は、拘束効果が大きく表れ、一軸圧縮強度と同程度となった。拘束が無い場合では、3.2.2で述べたように一軸圧縮強度の15～20%となったため、5倍以上の強度増加となる。

圧縮強度については、一軸圧縮強度の120～150%となり、一軸圧縮強度が高いほど、その増加の程度は大きくなった。

(6) 変形係数

圧縮に関するソイルセメントの変形係数 E_{50} は、既往の研究により、強度にほぼ比例し、式(3.2.5)によりほぼ近似できることがわかっている。

$$E_{50} = \alpha \cdot q_u \quad (3.2.5)$$

ここで E_{50} : ソイルセメントの変形係数 (kN/m²)

α : 係数 (一般的に500～1000程度)

q_u : ソイルセメント一軸圧縮強度 (kN/m²)

(1)～(4)の試験結果から、薄肉鋼管による拘束効果は、圧縮に関するソイルセメントの変形係数に影響を与えないこと、および引張に関するソイルセメントの変形係数は圧縮に関する変形係数と同程度であることがわかったため、拘束状態のソイルセメントの変形係数は、圧縮、引張とも式(3.2.5)で示す。

(7) 最大応力度時ひずみおよび破壊ひずみ

(1)～(3)の結果から、圧縮については、最大応力度時ひずみは、10000～15000 μ であり、その後、応力度は一定でひずみが増大し、20000 μ 以上のひずみで破壊する。無拘束の場合に比べて最大応力度時ひずみで2倍以上、破壊ひずみで2倍以上となる。引張については、降伏ひずみは、1000～1500 μ であり、薄肉鋼管の拘束効果は降伏ひずみを5倍以上に増大させることがわかる。ただし、その後、ひずみの増大は少ない。

(8) 応力度－ひずみ関係のモデル化

(5)～(7)の結果より、全体ひずみで評価した場合の拘束状態のソイルセメントの応力度－ひずみ関係は、図3.2.29で近似できると考えられる。圧縮側の最大応

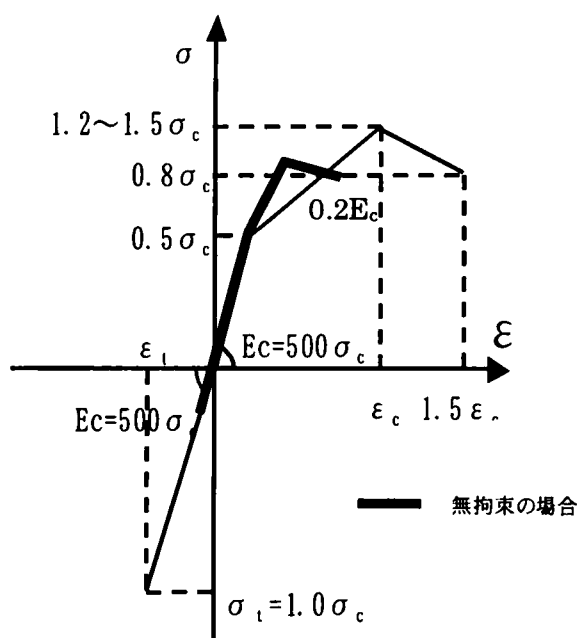


図3.2.29 拘束状態のソイルセメント応力度－ひずみ関係

力度時ひずみは8000～11000 μ ，破壊ひずみは12000～16500 μ ，引張側の破壊ひずみは2000 μ となり，無拘束時の各ひずみの3～4倍，3～4倍，5倍となる．また，圧縮側の最大応力度時ひずみ，破壊ひずみはソイルセメントの一軸圧縮強度が高いほど大きくなる．ただし，この時のソイルセメントの一軸圧縮強度は2000～6000 kN/m²とする

3.3 軸方向鉄筋の特性

軸方向鉄筋は，通常の異形鉄筋を用いるため，その応力－ひずみ関係は，図3.3.1に示すような弾塑性関係を示すと考えられる．ただし，圧縮側については，ソイルセメントの強度，薄肉鋼管による拘束の程度によって鉄筋の座屈が発生し，ひずみがそれほど伸びないことも考えられる．

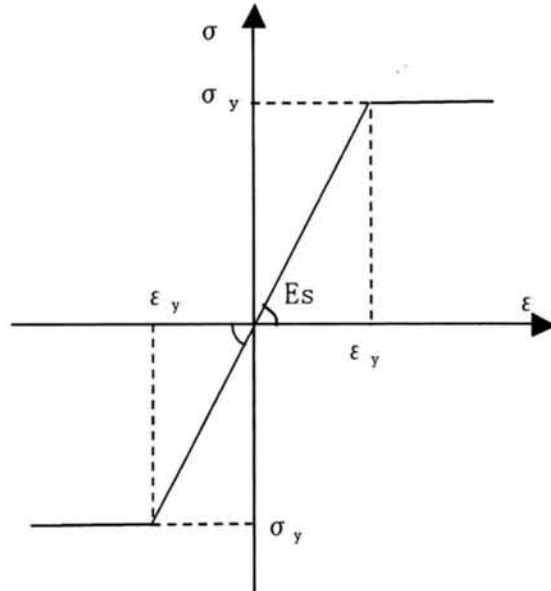


図3.3.1 軸方向鉄筋の応力度－ひずみ関係

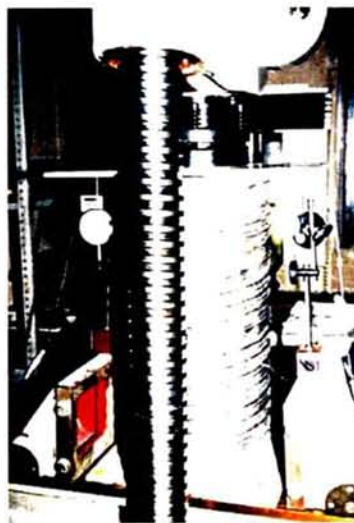
3.4 薄肉鋼管の特性

薄肉鋼管は，ソイルセメントとの付着力を得るために表面に突起のあるものが望ましい．具体的には，写真3.4.1に示すような3種類の管を候補として各種載荷試験で性能評価を行った．

その評価は後述するが，スパイラル管A及びBは，突起が小さく，鋼管外部のソイルセメントと十分な付着がとれないことがわかったため，薄肉鋼管には，主にコルゲート管を用いることとした．そのため，薄肉鋼管の圧縮・引張特性の評価についてはコルゲート管を



コルゲート管



スパイラル管A



スパイラル管B

写真3.4.1 薄肉鋼管の種類

対象として行うこととする。

コルゲート管の軸方向の応力度－変位関係を調べるために、図3.4.1に示すような圧縮試験を行った。計測項目は荷重、軸方向変形量とした。荷重を断面積で割った軸方向圧縮応力度と軸方向変形量をコルゲート管の高さで割った軸ひずみの関係を同じ厚さ同じ材質の直管を弾性(変形係数 E_s)で仮定した場合の応力－ひずみ関係、本試験結果を線形で近似した応力－ひずみ関係とともに図3.4.2に示した。図3.4.2からコルゲート管の軸方向変形係数は、同じ厚さ同じ材質の直管の1/50程度であることがわかる。圧縮強度も材料の圧縮強度 330000kN/m^2 の1/6程度であることがわかる。これは、コルゲート管が軸方向に波形をしているために楽器のアコーディオンのような変形をするため見かけの剛性が低くなることによるものと考えられる。圧縮試験から得られたコルゲート管の応力－ひずみ関係は図3.4.3に示す通りである。

有限要素法を用いて、図3.4.4の通りコルゲート管およびコルゲート管と同厚の鋼管を軸対称FEMにより解析し、

鉛直変位量の比較によりコルゲート管を直管に換算した時の変形係数を算定した。コルゲート管の鉛直変位量は載荷荷重 100kN/m の場合 0.01160m 、一方同厚の鋼管の場合は

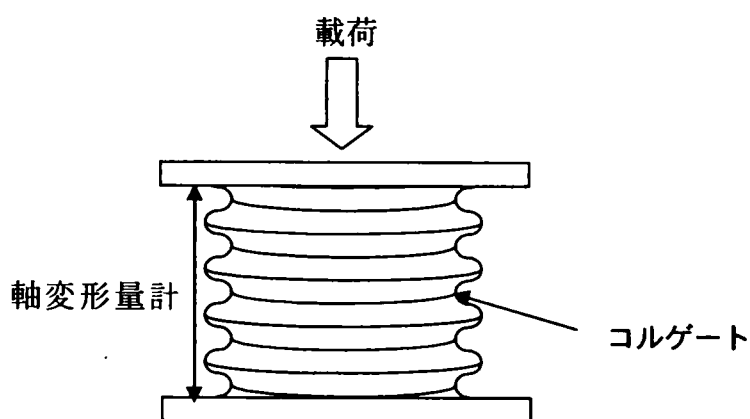


図3. 4. 1 コルゲート管の圧縮試験概要

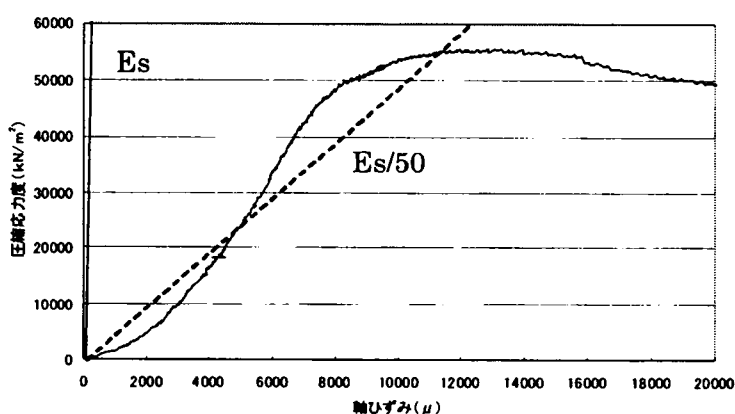


図3. 4. 2 コルゲート管圧縮試験による応力－ひずみ関係

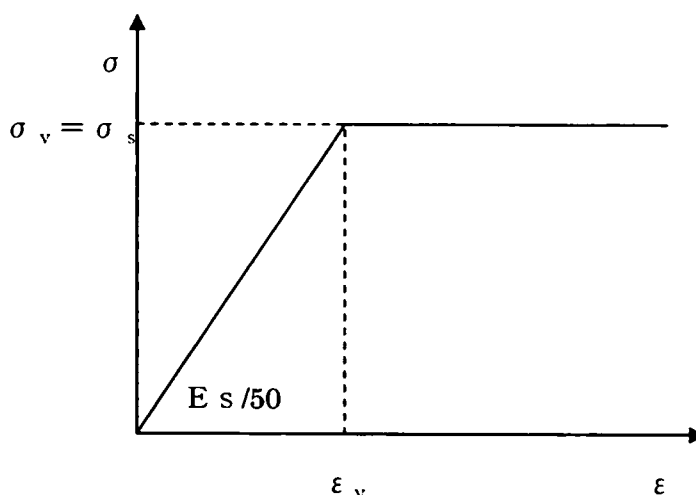


図3. 4. 3 コルゲート管の応力－ひずみ関係

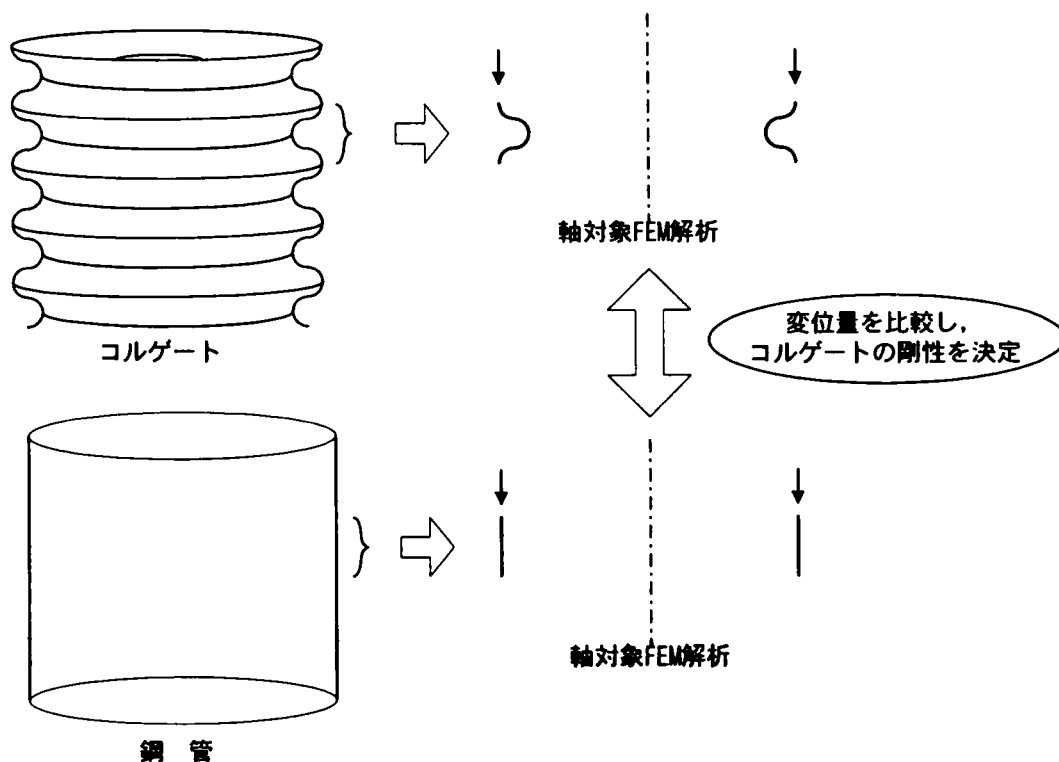


図3. 4. 4 コルゲート管の剛性を調べるための軸対称FEM解析概要

0.000023mであるため、コルゲート管の変形係数は $210000000 \times (0.000023/0.01160) = 416380 \approx 420000 \text{ kN/m}^2$ となる。これらのことから、コルゲート管は、波形の断面を持つため、同じ厚さの直管に比べて軸方向の変形係数が1/500となることがわかる。圧縮試験結果より得られた変形係数の比1/50に比べて解析結果より得られる値が小さいのは、圧縮試験には周方向接合部（みみ）の剛性が含まれているためと考えられる。

3. 5 鉄筋とソイルセメントの付着特性

3. 5. 1 付着試験A

鉄筋とソイルセメントの付着特性は、曲げ作用時に部材断面内の平面ひずみを保持するための重要な要因となる。一般的には、ソイルセメントの強度が高いほど付着強度も大きくなると考えられる。

ここでは、鉄筋を薄肉鋼管で拘束したソイルセメント内に配置した場合と無拘束のソイルセメント内に配置した場合の引き抜き試験を行いその付着特性を調べた。無拘束のソイルセメントの試験は、JISに規定されたコンクリートと鉄筋の付着試験に準じて実施した。

薄肉鋼管で拘束したソイルセメントの試験は、図3.5.1に示すような厚さ0.28mmの鋼管内に円柱のソイルセメントを打設しその中に配置した鉄筋を引き抜く方法で実施した。直径に対する薄肉鋼管厚の比率は0.28%となり、これは、実杭の場合の比率にほぼ等しい。

また、薄肉鋼管の拘束効果を高める目的でソイルセメントの配合に膨張材を添加したものもあわせて実施した。異形鉄筋には、D16を使用し、ソイルセメントの一軸圧縮強度は、養生日数の関係で無拘束の試験で4000～10000 kN/m²、薄肉鋼管で拘束した試験で2000～5000 kN/m²となった。

最大引抜き力をソイルセメントと異形鉄筋の接触面積で割った付着応力度とソイルセメント圧縮強度の関係を図3.5.2に示したが、この図から以下のようなことがわかる。

- ① 薄肉鋼管による拘束が無い場合には、ソイルセメントと鉄筋の付着強度は、ソイルセメント強度と比例関係にあり、その関係は式(3.5.1)で示される。
- ② 薄肉鋼管による拘束が有る場合には、ソイルセメントと鉄筋の付着強度は、ソイルセメント強度とほぼ比例関係にあり、その関係は式(3.5.2)で表される。
- ③ 薄肉鋼管による拘束が無い場合とある場合では、同じソイルセメント強度であっても拘束がある場合のほうが、6 倍の付着強度がある。

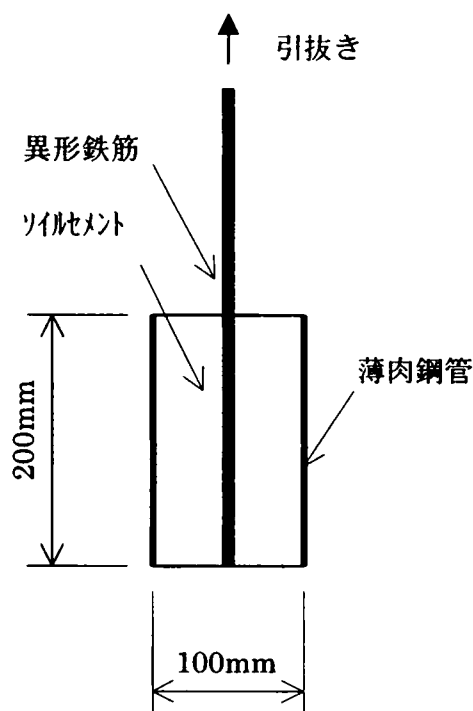


図3.5.1 鉄筋とソイルセメントの付着試験A概要

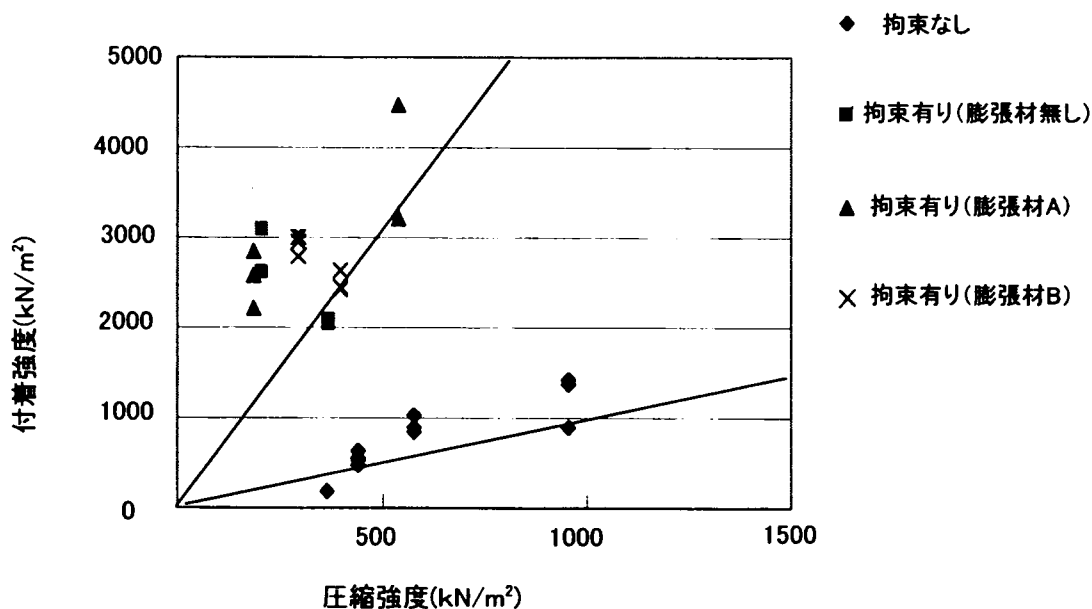


図3.5.2 ソイルセメント圧縮強度とソイルセメントと鉄筋の付着強度との関係

$$\tau = 0.1 \cdot q_u \quad (3.5.1)$$

$$\tau = 0.6 \cdot q_u \quad (3.5.2)$$

ここで、 τ ：異形鉄筋とソイルセメントの付着強度（k N/m²）

q_u ：ソイルセメント一軸圧縮強度（k N/m²）

ただし、薄肉鋼管の直径に対する厚さの比率は、0.28%の場合であり、この比率によって拘束の程度が変化するため、係数0.6は変化すると考えられる。

④ 膨張材の添加による薄肉鋼管の拘束効果の増加はみられない。

3. 5. 2 付着試験B

より実杭の部材に近い状態での、鉄筋とソイルセメントの付着特性を把握するため、図3.5.3に示す実杭に近い大きさの試験体を用いて鉄筋の引き抜き試験を行いその付着特性を調べた。図3.5.3に示すように、直径300mm、高さ300mmの試験体は、実杭部材と同様に薄肉鋼管にそって鉄筋が配置されており、この鉄筋をセンターホールジャッキで引き抜き、変位と荷重を測定する。荷重から鉄筋とソイルセメントの付着応力度を算出する。異形鉄筋にはD16を使用し、ソイルセメントの一軸圧縮強度は800 k N/m²、1650 k N/m²、6000 k N/m²とした。また、比較のために地盤の拘束を模擬した厚さ5 mmのボイド管（ボール紙製）を薄肉鋼管のかわりに配置した試験体Bを用いた試験も実施した。

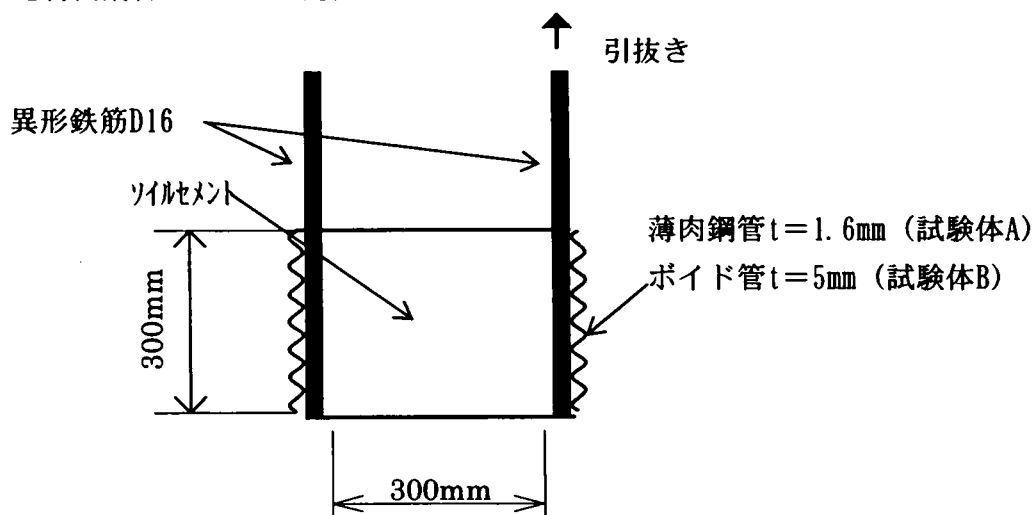


図3.5.3 鉄筋とソイルセメントの付着試験B概要

試験体A、Bにおけるソイルセメントと異形鉄筋の付着応力度と異形鉄筋の引抜変位量の関係を図3.5.4～図3.5.6に示す。試験体Aでは、薄肉鋼管の拘束により付着応力度は、最大値が大きくなるとともに、10mm以上の変位まで急激な低下が発生していないことがわかる。試験体Bでは、拘束力が弱いため、付着応力度は、最大値が小さくなるとともに、10mm

以下の変位で急激な低下が発生していることがわかる。

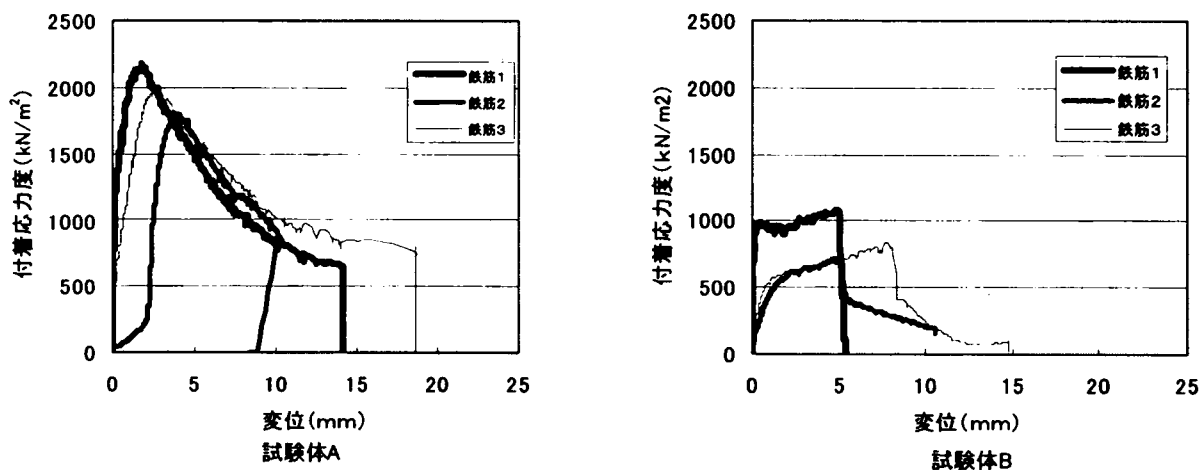


図3.5.4 鉄筋とソイルセメントの付着応力度と変位の関係（一軸圧縮強度6000 kN/m^2 ）

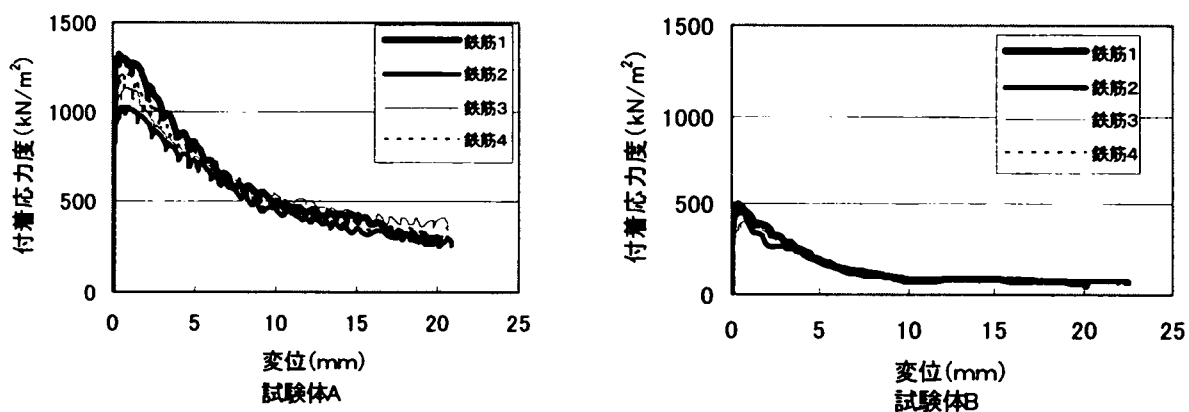


図3.5.5 鉄筋とソイルセメントの付着応力度と変位の関係（一軸圧縮強度1650 kN/m^2 ）

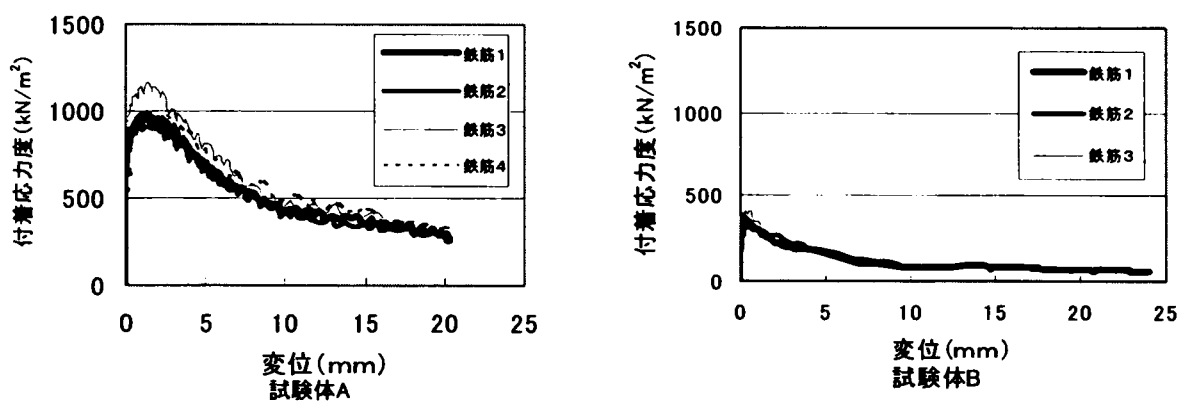


図3.5.6 鉄筋とソイルセメントの付着応力度と変位の関係（一軸圧縮強度800 kN/m^2 ）

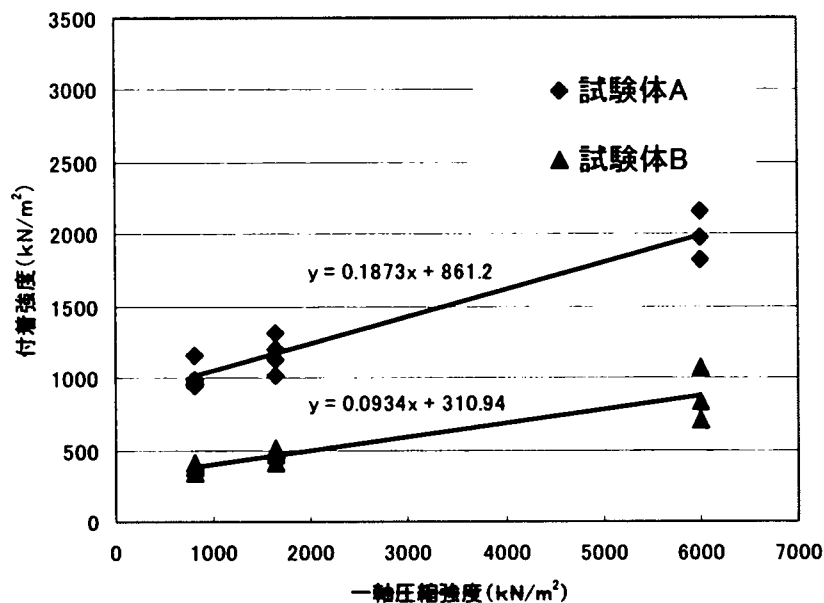


図3.5.7 ソイルセメントと鉄筋の付着強度とソイルセメント一軸圧縮強度との関係

試験結果から得られたソイルセメントと鉄筋の付着強度とソイルセメント一軸圧縮強度との関係を図3.5.7に示す。これらの関係はほぼ線形関係を示すため1次式で近似すると図3.5.7に示す通りとなり、薄肉鋼管の拘束の無い場合には式(3.5.3)で、拘束の有る場合には式(3.5.4)で示される。得られる付着強度は、式(3.5.3)では付着試験Aから求めた式(3.5.1)で得られる値と近くなるが、式(3.5.4)では同じく式(3.5.2)で得られる値より小さくなる。これは、本試験では、異形鉄筋が薄肉鋼管に接して配置されているため、その間にソイルセメントが十分に回らず、ソイルセメントと鉄筋の接触面積が小さくなっている等の理由によると考えられ、実際の杭部材における付着強度も式(3.5.4)で評価できると考えられる。

$$\tau = 0.09q_u + 310 \quad (3.5.3)$$

$$\tau = 0.19q_u + 860 \quad (3.5.4)$$

ここで、 τ : 異形鉄筋とソイルセメントの付着強度 (kN/m²)

q_u : ソイルセメント一軸圧縮強度 (kN/m²)

3. 6 まとめ

構成材料の力学的特性を圧縮試験等による基本的な試験より明らかにした。特に薄肉鋼管で拘束されたソイルセメントの圧縮特性について圧縮強度が一軸圧縮強度の1.2～1.5倍に増加し、増加の程度は一軸圧縮強度が高いほど大きくなること、圧縮強度発生時のひず

みおよび破壊ひずみは、無拘束の場合に比べて3～4倍と飛躍的に増大することがわかった。

ソイルセメントの引張特性については、不明確な点も多いが、コンクリートに比べて圧縮強度に対する引張強度の比が大きく、大きなひずみ領域まで引張強度を発揮することがわかった。

拘束されたソイルセメントと鉄筋の付着特性については、拘束されていない場合に比べて付着強度が2倍以上増大すること、付着強度は一軸圧縮強度と線形関係にあること、付着が切れ始めても急激な付着切れが発生しないことがわかった。

4 章 部材特性

4.1 はじめに

杭として支持力を発揮するためには，地盤からの支持力を十分に得るとともに，杭部材として，断面力（軸力，曲げモーメント，せん断力）に抵抗する必要がある．実際の杭では，これらが同時に作用することとなるが，ここでは，それぞれの断面力に対する耐力等の特性を解明することとする．各断面力に関して検討する部材特性（耐力，変形性能等）毎に各種載荷試験を実施した．その一覧を図4.1.1に示す．なお，これらの載荷試験では実杭部材に近い寸法の試験体を用いて入るため，寸法効果は無いと考えられる．

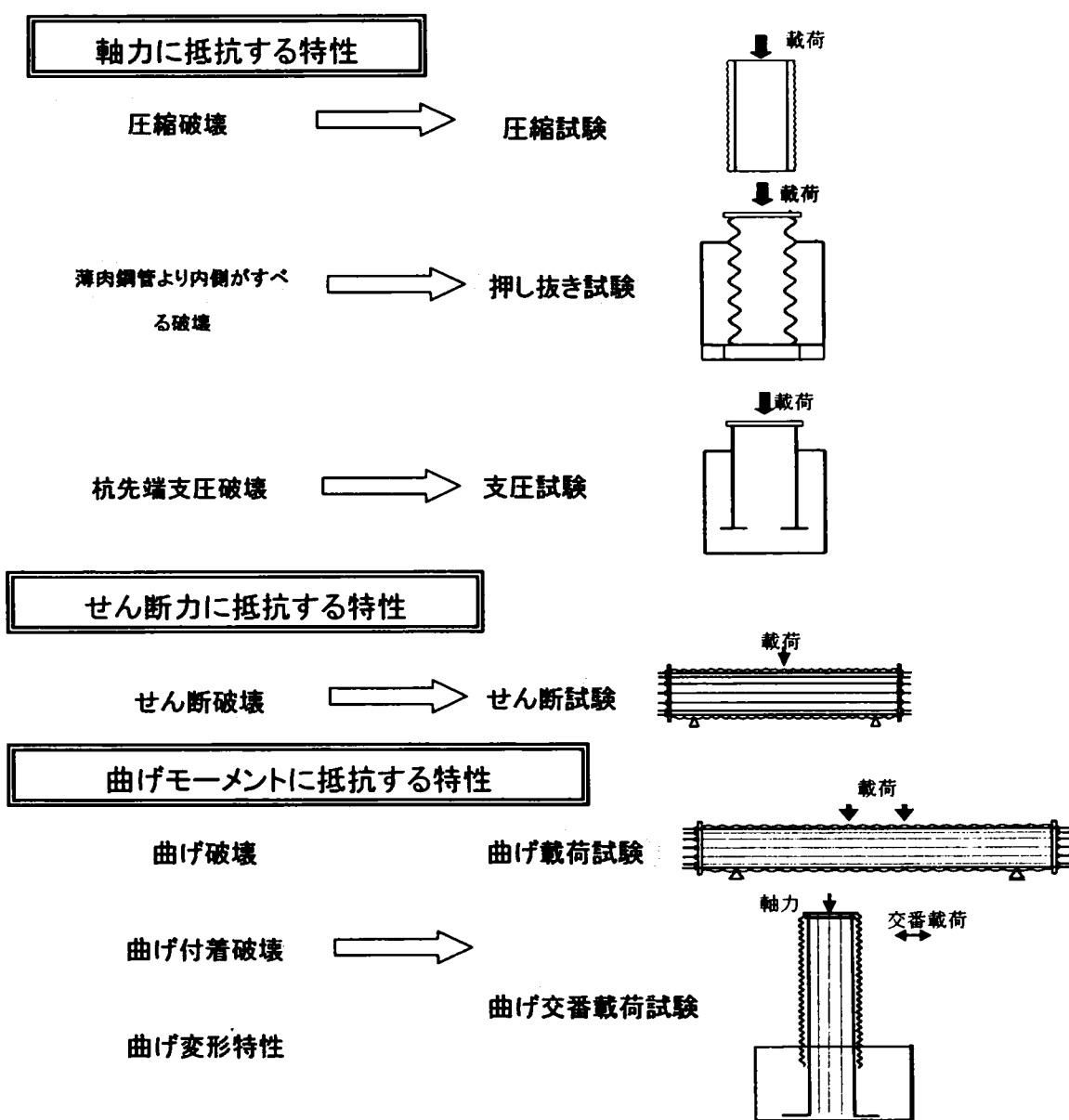


図4.1.1 検討した部材特性と実施した部材圧縮試験の種類

4. 2 軸力に抵抗する特性

鉛直支持力を発揮するためには、まず、杭体が、鉛直力に対して十分な軸圧縮耐力を有していることが必要である。本杭は、ソイルセメント中に鉄筋とそれを取り囲む特殊な構造を持つため、以下のような項目を検討する必要がある。

- ① 杭体の単純な圧縮破壊に関する検討
- ② 薄肉鋼管より内部がすべる形態での破壊に関する検討
- ③ 杭先端での鉄筋の支圧破壊に関する検討

4. 3 圧縮破壊に関する検討

圧縮破壊に関する検討は、軸力に対する最も基本的な項目となるが、その機構を解明するためには、軸方向鉄筋、ソイルセメント、薄肉鋼管のそれぞれがどのような役割を果たすかを把握する必要がある。そのため、各種パラメータを変化させ、軸圧縮力を载荷する試験を行った。まず、基本特性を把握するために試験シリーズAとして、薄肉鋼管より内側の部分のみを模擬した図4.3.1に示すような直径300mm、高さ600mmの試験体による試験を行った。試験体の諸元は表4.3.1に示す通りであり、パラメータは、薄肉鋼管の種類、軸方向鉄筋の有無、骨材の種類、ソイルセメントー軸圧縮強度とした。

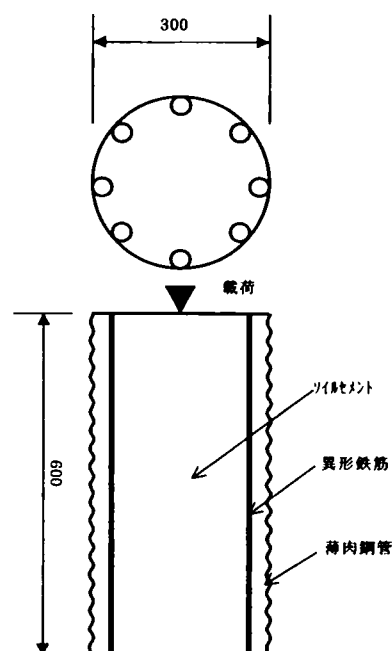


図4.3.1 部材圧縮試験シリーズA概要

表4.3.1 部材圧縮試験シリーズA試験体諸元

試験体番号	薄肉鋼管 種類	薄肉鋼管比 (%)	軸方向鉄筋	軸方向 鉄筋比 (%)	骨材	ソイルセメントー軸圧縮強 度 (kN/m ²)
試験体1~3	コルゲート管	1.1	D16-10本	2.8	砂質土	3000
試験体4~6	コルゲート管	1.1	D16-10本	2.8	粘性土	3430
試験体7~9	コルゲート管	1.1	—	—	砂質土	2220
試験体10~12	コルゲート管	1.1	—	—	粘性土	3070
試験体13	スライ管A	0.3	D13-8本	1.4	砂質土	2410
試験体14	スライ管A	0.3	—	—	砂質土	2410
試験体15	スライ管B	0.3	D13-8本	1.4	砂質土	5290

次に、試験シリーズBとして薄肉鋼管および薄肉鋼管より外側のソイルセメントの効果を調べるため、薄肉鋼管外側まで模擬した図4.3.2に示すような直径300mm、高さ600mmの試験体による圧縮試験を行った。試験体の諸元は表4.3.2に示す通りであり、パラメータは、薄肉鋼管の有無、ソイルセメントー軸圧縮強度とした。

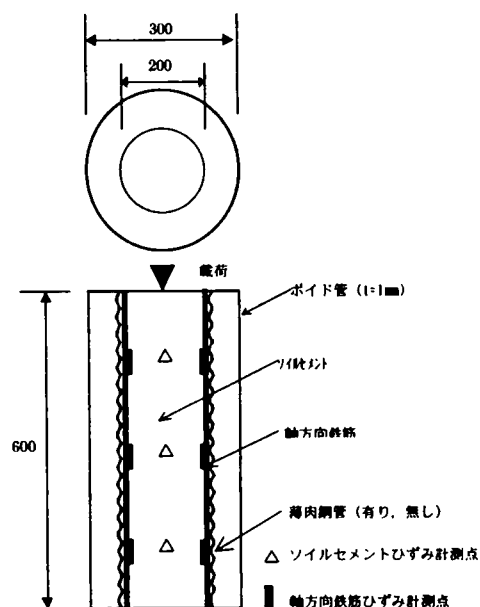


図4.3.2 圧縮試験シリーズB概要

表4.3.2 圧縮試験シリーズB 試験体諸元

試験体番号	薄肉鋼管種類	薄肉鋼管比	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋比 (%)	骨材	ソイルセメントー軸圧縮強度 (k N/m ²)
試験体16	スパイラル管A	0.3	D10-12本	1.2	砂質土	1920
試験体17	スパイラル管A	0.3	D10-12本	1.2	砂質土	4300
試験体18	—	—	D10-12本	1.2	砂質土	1990
試験体19	—	—	D10-12本	1.2	砂質土	4860

4.3.1 試験結果

シリーズAの破壊状況は、軸方向鉄筋のある試験体のうち、試験体1～6では薄肉鋼管接合部の破断、試験体13では薄肉鋼管の破断、試験体15では薄肉鋼管のはらみ出しと同時に軸方向鉄筋がいずれも座屈し破壊に至った。軸方向鉄筋の無い試験体では、変形は非常に大きくなるが、薄肉鋼管の破断等は発生せず徐々に耐力が低下した。

軸方向鉄筋の有る試験体と無い試験体の荷重－載荷点変位関係を図4.3.3に示す。軸方向鉄筋の無い試験体に比べて、軸方向鉄筋の有る試験体では、圧縮耐力が非常に大きくなるのがわかる。この傾向は、薄肉鋼管、骨材の種類に関わらず全ての試験体に表れた。

シリーズBの破壊状況は、薄肉鋼管が無い試験体と有る試験体で始めは同じ挙動を示すが、ある荷重レベルで薄肉鋼管の無い試験体では、鉄筋が座屈し、荷重が低下する。試験体16～19の荷重－載荷点変位関係を図4.3.4に示す。薄肉鋼管の有無の影響は試験体16と18、17

と19の違いとして表れる。試験体16と18を比較すると、荷重点変位1.5mm程度までの荷重初期には両者はほぼ一致する。試験体18では、その後荷重の増加がにぶり、荷重点変位3.5mmで急激に荷重が低下しているが、試験体16では荷重点変位5.0mm程度まで急激な荷重の低下は見られなかった。試験体17と19の比較でもほぼ同様の傾向である。

これらの結果から大きな軸力を負担するためには軸方向鉄筋が有効であり、脆性的な破壊を起こさないためには薄肉鋼管によりソイルセメントと軸方向鉄筋を拘束することが有効であることがわかる。

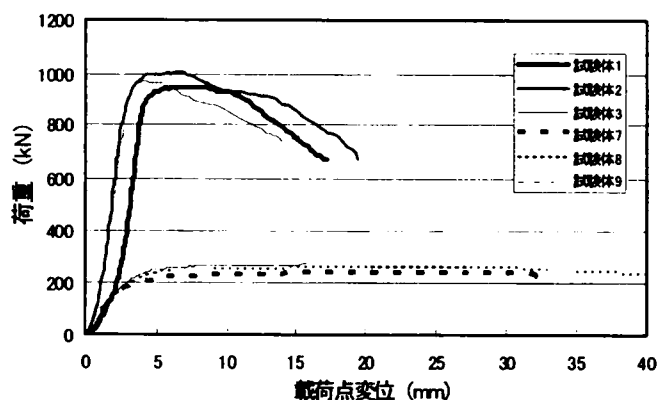


図4. 3. 3 (a) 部材圧縮試験シリーズA荷重－荷重点変位関係 (砂質土)

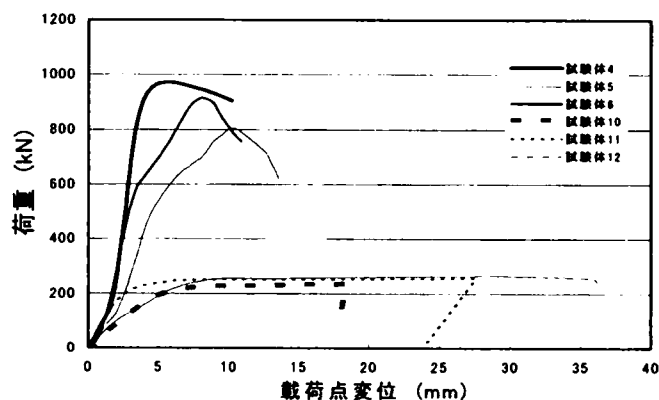


図4. 3. 3 (b) 部材圧縮試験シリーズA荷重－荷重点変位関係 (粘性土)

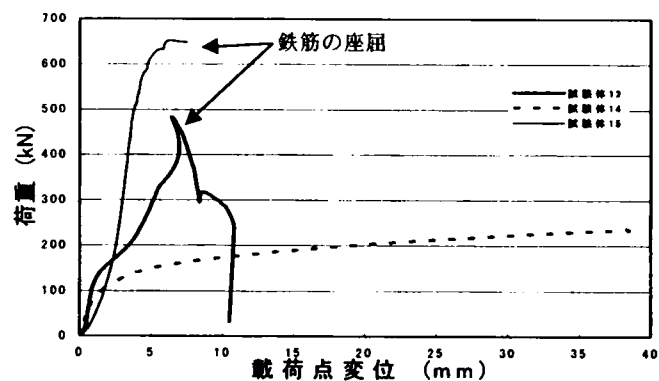


図4. 3. 3 (c) 部材圧縮試験シリーズA荷重－荷重点変位関係 (スパイラル管)

4. 3. 2 軸方向圧縮耐力の評価

4.3.1で述べたように軸方向鉄筋の有無による耐力の差が大きいことは、コンクリートに比べてソイルセメントの圧縮強度が $2000 \sim 5000 \text{ kN/m}^2$ 程度と小さく、変形係数も小さいため、鉄筋コンクリート構造に比べて軸方向鉄筋への圧縮力の負担割合が大きくなっていることによると考えられる。

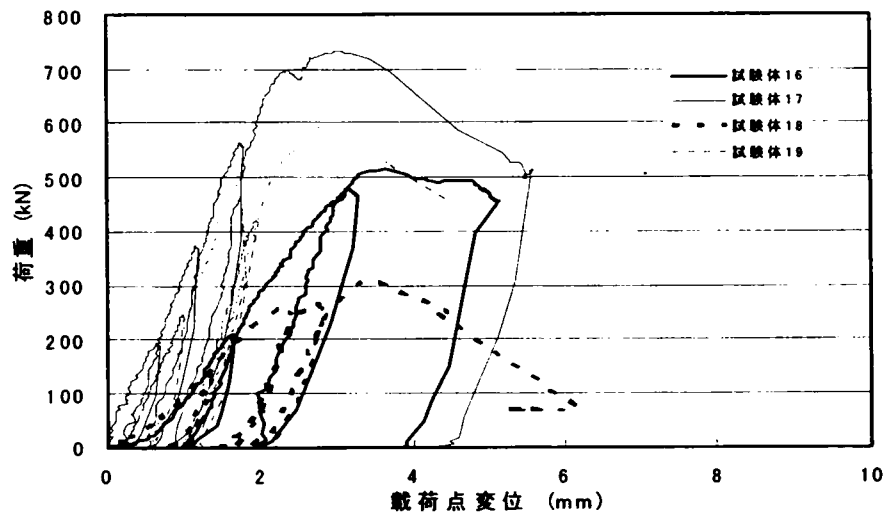


図4.3.4 部材圧縮試験シリーズB荷重－載荷点変位関係

表4.3.3 圧縮耐力試験値と計算値の比較

試験体番号	圧縮耐力（kN）					①/②
	試験値 ①	計算値				
		ソイルセ メント負 担分	軸方向 鉄筋負 担分	薄肉鋼 管負担 分	合計 ②	
試験体1	948	206	681	30	917	1.03
試験体2	1004	206	681	30	917	1.09
試験体3	969	206	681	30	917	1.05
試験体4	975	235	681	30	946	1.03
試験体5	805	235	681	30	946	0.85
試験体6	915	235	681	30	946	0.96
試験体7	242	157	-	30	187	1.29
試験体8	260	157	-	30	187	1.39
試験体9	278	157	-	30	187	1.48
試験体10	238	216	-	30	246	0.96
試験体11	258	216	-	30	246	1.04
試験体12	267	216	-	30	246	1.08
試験体13	483	170	348	-	518	0.93
試験体14	269	170	-	-	170	1.58
試験体15	651	372	348	-	720	0.90
試験体16	520	136	294	-	430	1.21
試験体17	730	304	294	-	598	1.22
試験体18	310	140	294	-	434	0.71
試験体19	600	344	294	-	638	0.94

鉄筋・鋼管ソイルセメント杭の圧縮耐力は、式(4.3.1)のように軸方向鉄筋とソイルセメントの負担力の和で算定できると考える。

$$P = P_c + P_s + P_p \quad (4.3.1)$$

ここで、 P : 鉄筋・鋼管ソイルセメント杭の圧縮耐力 (kN)
 P_c : ソイルセメント負担力 (kN)
 P_s : 軸方向鉄筋負担力 (kN)
 P_p : 薄肉鋼管負担力 (コルゲート管の場合載荷試験結果より30 kN, スパイラル管の場合には0)

ソイルセメント負担力, 軸方向鉄筋負担力は、式(4.3.2), 式(4.3.3)で算定できると考える。

$$P_c = \sigma_c A_c \quad (4.3.2)$$

$$P_s = \sigma_s A_s \quad (4.3.3)$$

ここで、 σ_s : 軸方向鉄筋降伏強度 (kN/m²)
 A_s : 軸方向鉄筋断面積 (m²)
 σ_c : ソイルセメント一軸圧縮強度 (kN/m²)
 A_c : ソイルセメント断面積 (m²)

試験値と式(4.3.1)による計算値及びそれらの比を表4.3.3に示した。

試験体1～3, 7～9, 14, 16, 17では、概ねこの方法で圧縮耐力を算定できることがわかる。しかし、薄肉鋼管比と軸方向鉄筋比が1:4以下となる場合(薄肉鋼管にスパイラル管を用いた試験体13, 15)では、試験値/計算値の値が0.9程度となっている。これは薄肉鋼管が軸方向鉄筋に対して少なく拘束効果が低いため、軸方向鉄筋の座屈が圧縮降伏の前に発生するためと考えられる。実際の破壊状況も鉄筋が薄肉鋼管を押し出して破壊していた。試験体4～6, 10～12では試験値/計算値の値が1.0を割っているものが多いがこれは骨材に粘性土を用いているため弱点が残ってしまったのではないかと考えられる。

鉄筋の無くソイルセメント強度の低い試験体7～9では試験値/計算値の値が1.2～1.5となっているが、これは、拘束によるソイルセメント強度の増加によるものと考えられる。また、薄肉鋼管の無い試験体18, 19では、試験値/計算値の値が0.71, 0.94となっており、軸方向鉄筋の座屈により、この算定方法では過大に耐力を評価することがわかる。

これらの結果から、鉄筋・ソイルセメント杭の軸方向圧縮耐力は、薄肉鋼管比と軸方向鉄筋比の比率が1:4以上であり、骨材に砂質土を用いた場合にはソイルセメントの圧縮強度と断面積の積と薄肉鋼管の圧縮耐力の和で算定できることがわかった。また、鉄筋を配

置しない場合には、ソイルセメントの強度の割増し1.2～1.5倍が可能であることがわかった。

4. 4 薄肉鋼管より内部がすべる形態での破壊に関する検討

杭の鉛直支持力は、周面支持力と先端支持力によって発揮される。鉄筋・鋼管ソイルセメント杭の周面支持力を杭径（ソイルセメント改良径）で期待するためには、薄肉鋼管とソイルセメントの間の摩擦力がソイルセメント外周部における地盤からの周面支持力を上回る必要がある。これが下回っていると支持力が得られる前に薄肉鋼管より内側ですべる形態で杭体が破壊することとなる。

4. 4. 1 試験概要

薄肉鋼管とソイルセメントの間の摩擦力を調べるために図4.4.1に示すような押し抜き载荷試験を行った。試験体の諸元は、表4.4.1に示す通りであり、パラメータは、薄肉鋼管の種類、骨材の種類及び外周部の拘束とした。外周部の拘束は、地盤からの拘束を想定したものであるが、無拘束、ボイド管拘束、鋼管拘束の順で拘束が大きくなると考えられる。

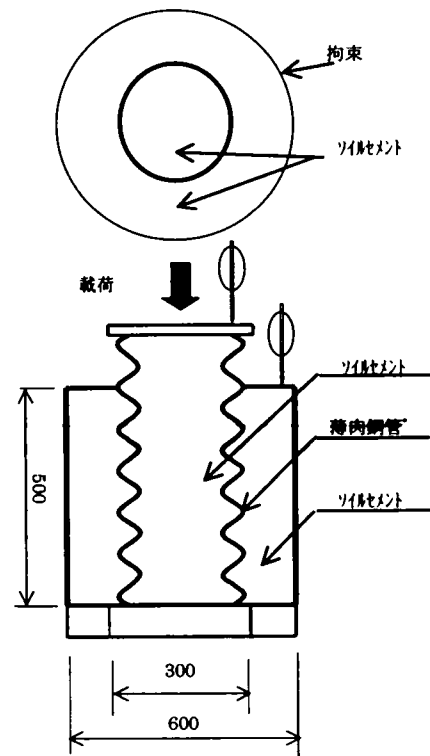


図4. 4. 1 押し抜き試験概要

表4. 4. 1 押し抜き試験体諸元

試験体番号	薄肉鋼管 種類	薄肉鋼管比 (%)	拘束条件	骨材	ソイルセメント 一軸圧縮強度 (kN/m ²)
試験体1, 2	コルゲート管	1. 1	鋼管	砂質土	1400, 2100
試験体3, 4	コルゲート管	1. 1	無し	砂質土	1400, 2100
試験体5, 6	コルゲート管	1. 1	鋼管	粘性土	2100, 2600
試験体7, 8	コルゲート管	1. 1	無し	粘性土	2100, 2600
試験体9	スパイラル管A	0. 3	ボイド管	砂質土	3 6 0 0
試験体10	スパイラル管A	0. 3	無し	砂質土	3 6 0 0
試験体11	スパイラル管B	0. 3	ボイド管	砂質土	5 4 0 0

4. 4. 2 試験結果

破壊状況は、外周部の拘束の無い試験体3, 4, 7, 8, 10では、半径方向に大きなひび割れが数本発生し、薄肉鋼管外部のソイルセメントが大きく割れ、破壊した。

鋼管やボイド管で外周部を拘束した試験体1, 2, 5, 6, 9, 11では、半径方向にひび割れは発生するが、伸展はせず薄肉鋼管と外部ソイルセメントの間で付着が切れ、破壊した。特に、薄肉鋼管の内側が滑らかな試験体11では、薄肉鋼管と内部ソイルセメントの間の付着も切れた。また、外周部を鋼管で拘束した試験体1と外周部拘束の無い試験体4の荷重－載荷点変位関係を図4.4.2に示すが、外周部拘束の有る試験体では、外周部拘束の無い試験体に比べて、最大荷重が大きく、荷重の急激な低下も発生しないことがわかる。

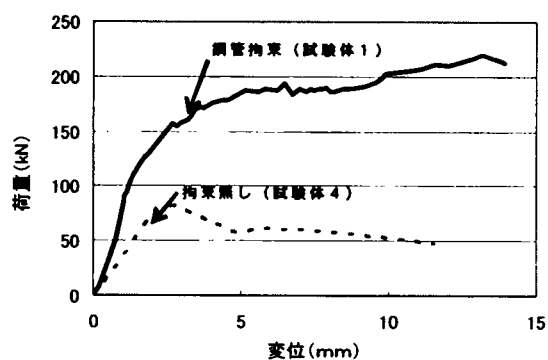


図4. 4. 2 荷重－載荷点変位関係

表4. 4. 2 平均摩擦力試験結果

試験体番号	最大荷重 (kN)	摩擦力度 (kN/m ²)
試験体1	283	600
試験体2	294	620
試験体3	87	190
試験体4	79	170
試験体5	429	910
試験体6	457	970
試験体7	125	270
試験体8	142	310
試験体9	135	310
試験体10	66	140
試験体11	263	340

4. 4. 3 摩擦力の算定

最大荷重を薄肉鋼管とソイルセメントの接触面積で割って平均摩擦力度を算出した結果を表4.4.2に示す。また、薄肉鋼管とソイルセメントの間の平均摩擦力度とソイルセメント強度の関係を図4.4.3に示す。

図4.4.3から薄肉鋼管とソイルセメントの間の平均摩擦力とソイルセメント強度の間には、線形の関係があるとする、薄肉鋼管がコルゲート管の場合には、拘束条件毎に式(4.4.1)、式(4.4.2)で表わすことができる。また、薄肉鋼管がスパイラル管の場合には試験体数が少なく式で表わすことはできないが、同じ拘束条件ではコルゲート管の場合よりも付着力は小さくなる。これは、スパイラル管は、コルゲート管に比べて突起高さが低いため、摩擦力が小さくなることによるものと考えられる。

$$\tau = 0.3 \sigma_{ck} \quad \text{鋼管拘束のある場合} \quad (4.4.1)$$

$$\tau = 0.1 \sigma_{ck} \quad \text{拘束の無い場合} \quad (4.4.2)$$

ここで, τ : 薄肉鋼管とソイルセメントの摩擦力度 (kN/m^2)

σ_{ck} : ソイルセメントの一軸圧縮強度 (kN/m^2)

実地盤による拘束効果は、鋼管拘束と拘束の無い場合の間であるため平均摩擦力度も両式の間となると考えられる。

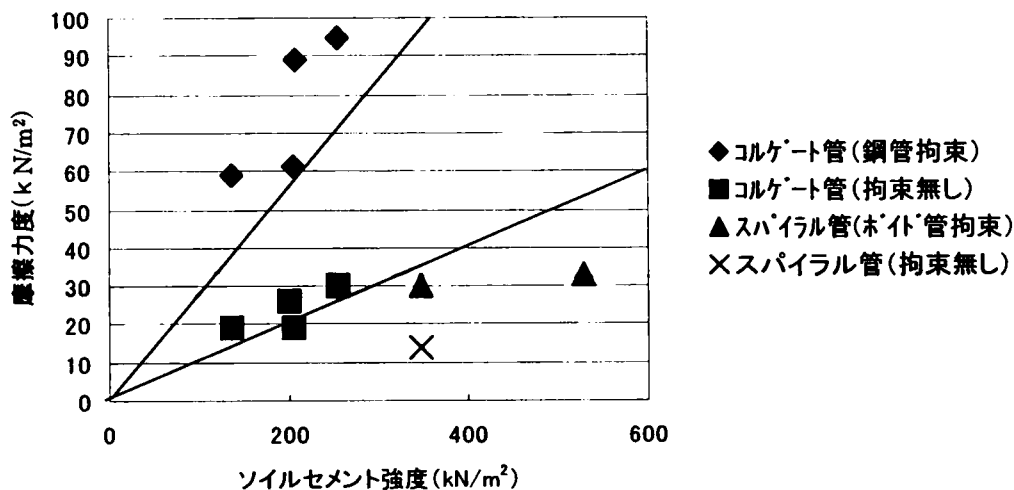


図4.4.3 平均摩擦力とソイルセメント一軸圧縮強度の関係

4.4.4 杭周面支持力とソイルセメント強度の関係

鉛直支持に関する設計において、ソイルセメント改良径で最大周面支持力を期待するためには、薄肉鋼管とソイルセメントとの摩擦力が、ソイルセメント改良径での地盤からの周面支持力を上回っている必要がある。そこで、4.4.3で求めた薄肉鋼管とソイルセメントとの摩擦力度を地盤による拘束を無視して式(4.4.2)を用いて算出すると、必要なソイルセメント強度は次式で求められる。

$$\sigma_{ck} \geq 10 r \cdot r_{rat} \quad (4.4.3)$$

ここで, σ_{ck} : ソイルセメントの一軸圧縮強度 (kN/m^2)

r : ソイルセメント改良径での周面支持力度 (kN/m^2)

r_{rat} : ソイルセメント改良径の薄肉鋼管に対する比

式(4.4.3)より杭周面の地盤の強いほど、ソイルセメント改良径の薄肉鋼管に対する比が大きいほど、大きなソイルセメントの圧縮強度が必要となることがわかる。ここで、ソイル

セメントへの地盤からの周面支持力度が、鉄道構造物設計標準基礎構造物¹⁵⁾に示す場所打ち杭の最大周面支持力度 r に等しいとすると、地盤が最も強固な場合でソイルセメント改良径の薄肉鋼管に対する比が1.1倍の場合には、2000～3000 kN/m²のソイルセメント強度が必要となる。

4. 5 杭先端での鉄筋の支圧破壊に関する検討

杭先端部等で鉄筋を定着させる場合には、鉄筋の圧縮力がソイルセメントへの支圧力として伝わるため、ソイルセメントが支圧破壊しない構造とする必要がある。しかし、鉄筋をそのまま定着させたのでは、断面積が少なく簡単に支圧破壊してしまうと考えられるため、支圧板を取りつける構造とした。

4. 5. 1 試験概要

杭先端部等の鉄筋定着板とソイルセメントとの支圧力を調べるために図4.5.1に示すような支圧試験を行った。試験体の諸元は、表4.5.1に示す通りであり、軸方向鉄筋の量、配置を一定とし、ソイルセメント一軸圧縮強度を変化させた。なお、杭先端部では改良強度を増すのが一般的であるため、ソイルセメントの一軸圧縮強度は5000～14000 kN/m²と高強度のものを用了。

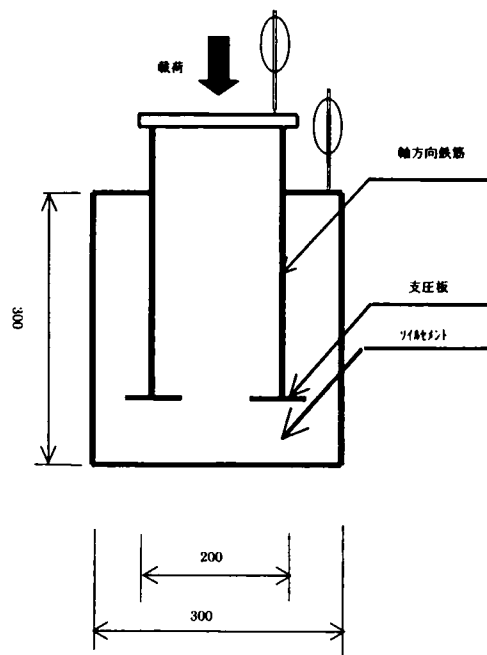


図4. 5. 1 支圧試験概要

表4. 5. 1 支圧試験体諸元

試験体番号	軸方向鉄筋	支圧板面積(m ²)	ソイルセメント 一軸圧縮強度 (kN/m ²)
試験体 1	D19-8本	0.0314	5066
試験体 2	D19-8本	0.0314	7801
試験体 3	D19-8本	0.0314	13818

4. 5. 2 試験結果

杭先端等のソイルセメントの支圧強度を一軸圧縮強度に等しいとすると、支圧力 P は、式(4.5.1)で示される。

$$P = \sigma_{ck} \times A_s \quad (4.5.1)$$

ここで、 σ_{ck} : ソイルセメントの一軸圧縮強度 (kN/m²)
 A_s : 支圧板面積 (m²)

式(4.5.1)による計算値と実験から得られた支圧力の試験値の比較を表4.5.2に示す。

表4.5.2から計算値は試験値を上回っており、支圧力Pを式(4.5.1)のようにソイルセメントの一軸圧縮強度と支圧板面積の積で評価すると、ソイルセメントが5000 kN/m²の場合では、半分程度に過小評価してしまうが、ソイルセメントが高強度となるほどその程度は小さくなり、どの場合も安全側に評価することがわかる。

表4. 5. 2 支圧力試験値と計算値の比較

試験体番号	支圧力試験値 (kN)	支圧力計算値 (kN)
試験体 1	2 9 3	1 5 9
試験体 2	2 9 1	2 4 5
試験体 3	4 6 8	4 3 4

4. 6 曲げせん断特性

杭体の破壊には大きく分けて圧縮破壊と曲げ破壊とせん断破壊がある。せん断破壊は脆性的に起きるため、部材の設計では一般的にせん断破壊が曲げ破壊よりも先に起こらないように行う。ここでは、曲げせん断試験を行い、せん断耐力等の基本的な特性を調べる。

4. 6. 1 試験概要

杭部材のせん断抵抗を調べるために同じ断面でせん断スパン比を変化させた試験体を用いて曲げせん断試験を行った。試験の概要は図4. 6. 1に、試験体の諸元は表4. 6. 1の示す通りである。計測項目としては、荷重、変位の他に薄肉鋼管、ソイルセメント、軸方向鉄筋のひずみを計測

した。計測位置は、せん断ひび割れが、荷重点と支点を結ぶ線に現れることを考慮し、荷重点と支点を結ぶ線の中点とした。薄肉鋼管には、せん断応力度を正確に測定

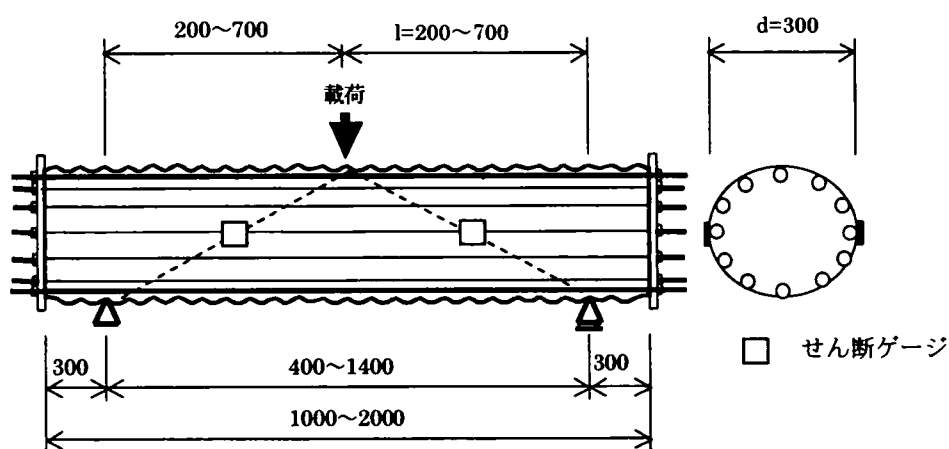


図4. 6. 1 曲げせん断試験概要

するために3軸ゲージを取り付けて測定した。軸方向鉄筋の量、配置、ソイルセメント強度を一定とし、せん断スパン比 (l/d , l : 載荷点から支点までの距離, d : 部材の有効高さ) を変化させた。

表4.6.1 せん断試験体諸元

試験体番号	軸方向鉄筋	薄肉鋼管比 (%)	ソイルセメント強度 (kN/m ²)	せん断スパン比 l/d
試験体 1	D25-8本	0.8	3770	0.43
試験体 2	D25-8本	0.8	3770	1.5

4.6.2 試験結果

破壊性状としては、試験体1はせん断破壊したが、試験体2では明確なせん断破壊はみられなかった。これは、せん断スパン比が大きいほどせん断破壊が発生しにくいためである。試験体1, 2の最大荷重は、試験結果よりそれぞれ377kN, 157kNとなったため、最大発生せん断力は、荷重の1/2の189kN, 79kNとなる。薄肉鋼管にとりつけた三軸ひずみゲージから薄肉鋼管が負担するせん断力を求め、試験体全体に作用するせん断力から差し引き、薄肉鋼管以外のソイルセメント等が負担するせん断力を求めた。

円形の鋼管に曲げせん断力が作用する場合の応力分布は、作用点と90度の位置で最大となり、そのせん断応力度は、式(4.6.1)で算定できることが知られており、例えば鉄道構造物設計標準鋼構造物¹⁶⁾に示されている。

$$S = \tau \cdot \pi R t \quad (4.6.1)$$

ここで、 τ : 作用点と90度の位置でのせん断応力度 (kN/m²)

S : せん断力 (kN)

R : 鋼管の半径 (m)

t : 鋼管の厚さ (m)

式(4.6.1)より薄肉鋼管のせん断応力度 τ_p から薄肉鋼管に作用するせん断力 S_p を求めることができる。また、試験体全体に作用するせん断力 S は、薄肉鋼管の負担するせん断力 S_p と鉄筋、ソイルセメント等に作用するせん断力 S_{sc} の合計となるため、 S_{sc} は式(4.6.2)で示される。

$$S_{sc} = S - S_p \quad (4.6.2)$$

せん断破壊した試験体1の S , S_p と載荷点変位の関係を図4.6.2に示す。この図からわかるように、載荷初期にはせん断力は、薄肉鋼管とソイルセメント等の双方で同程度負担して

いるが、鋼管が降伏し、負担するせん断力が頭打ちになるとソイルセメント等の負担するせん断力が大きくなることからわかる。

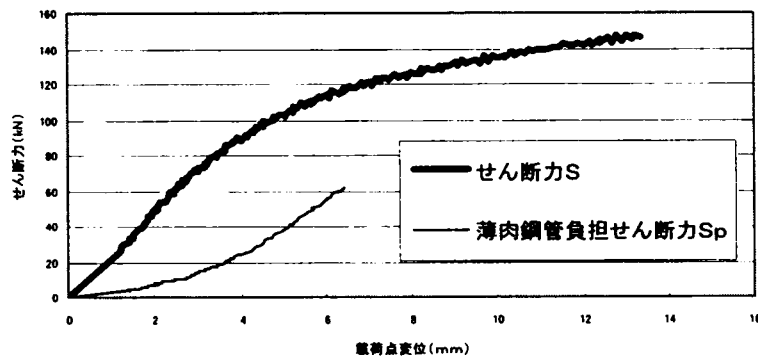


図4.6.2 せん断力と載荷点変位の関係（試験体1）

4. 6. 3 せん断耐力

鉄道構造物設計標準鉄筋コンクリート構造物¹⁷⁾によれば、鉄筋コンクリート構造物の棒部材のせん断耐力は式(4.6.3)で求められる。

$$V_d = V_{cd} + V_{sd} \quad (4.6.3)$$

ここで、 V_d : 棒部材のせん断耐力 (kN)

V_{cd} : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

V_{sd} : せん断補強鋼材が負担するせん断耐力 (kN)

せん断破壊した試験体1において薄肉鋼管をせん断補強鉄筋に換算して計算すると、ソイルセメントが負担するせん断耐力 $V_{scd} = 34.4 \text{ kN}$ 、薄肉鋼管が負担するせん断耐力 $V_{sd} = 19.5 \text{ kN}$ 、せん断耐力の合計は、53.9 kNとなり、試験結果から得られるせん断耐力の1/3以下となる。

また、鉄道構造物設計標準複合構造物¹⁸⁾によれば、CFT構造物の棒部材のせん断耐力は、コンクリートを無視して、式(4.6.4)で求められる。

$$V_d = V_{sd} \quad (4.6.4)$$

ここで、 V_d : 棒部材のせん断耐力 (kN)

V_{sd} : 鋼管が負担するせん断耐力 (kN)

せん断破壊した試験体 1 においてせん断耐力を計算すると、薄肉鋼管が負担するせん断耐力 $V_{sd}=30.6\text{kN}$ となり、試験結果から得られるせん断耐力の 1/6 以下となる。

このように、せん断破壊した試験体 1 において既存の方法で計算すると、せん断耐力を過小評価することがわかる。また、4.6.2 から、薄肉鋼管とソイルセメント等の双方でせん断力を同程度負担していることもわかるため、鉄筋・鋼管ソイルセメント部材のせん断耐力は、式(4.6.5)、式(4.6.6)で示されることとする。

$$V_d = V_{scd} + V_{spd} \quad (4.6.5)$$

ここで、 V_d : 鉄筋・鋼管ソイルセメントの棒部材のせん断耐力 (kN)

V_{scd} : ソイルセメントが負担するせん断耐力 (kN)

V_{spd} : 薄肉鋼管が負担するせん断耐力 (kN)

$$V_{spd} = \pi R t \cdot \tau \quad (4.6.6)$$

ここで、 τ : 薄肉鋼管のせん断強度 (kN/m²)

R : 薄肉鋼管の半径 (m)

t : 薄肉鋼管の厚さ (m)

なお、 V_{scd} は、鉄道構造物設計標準鉄筋コンクリート構造物¹⁷⁾の棒部材のコンクリートが負担するせん断耐力に従って計算することとした。

せん断破壊した試験体 1 において薄肉鋼管をせん断補強鉄筋に換算して計算すると、ソイルセメントが負担するせん断耐力 $V_{scd} = 34.4\text{kN}$ 、薄肉鋼管が負担するせん断耐力 $V_{spd} = 30.6\text{kN}$ となり、せん断耐力の合計 V_d は、 65.0kN となる。これは、試験結果から得られるせん断耐力の 1/3 程度と過小評価することがわかる。鉄筋・鋼管ソイルセメントのように付着切れが発生する部材では、せん断破壊が発生しづらいことは従来から知られており、付着切れが過小評価の原因となっていることは十分に考えられる。

4. 7 曲げ特性

杭体の最も基本的な特性に曲げ特性がある。ここでは、曲げ載荷試験を行い、曲げ耐力等の基本的な特性を調べる。まず、薄肉鋼管の内部だけを模した試験体を用いて単調載荷による曲げ載荷試験を行い曲げ耐力等の基本性能を把握した。次に、同じく薄肉鋼管内部だけを模した試験体を用いて繰り返し載荷による曲げ載荷試験を行い、降伏点等を詳細に把握した。

4. 7. 1 単調曲げ載荷試験

杭体の曲げ耐力を評価する必要がある。ここでは、図4.7.1に示すような薄肉鋼管より内側の部分を模した試験体を用いて曲げ載荷試験を行った。試験体の諸元は表4.7.1に示す通りであり、パラメータは、直径、薄肉鋼管の種類、軸方向鉄筋比、骨材の種類、ソイルセメント軸圧縮強度とした。

計測項目としては、荷重、変位の他に薄肉鋼管、圧縮側ソイルセメント、軸方向鉄筋（圧縮、引張、側鉄筋）のひずみを計測した。計測断面は、純曲げ区間の載荷点中央とした。

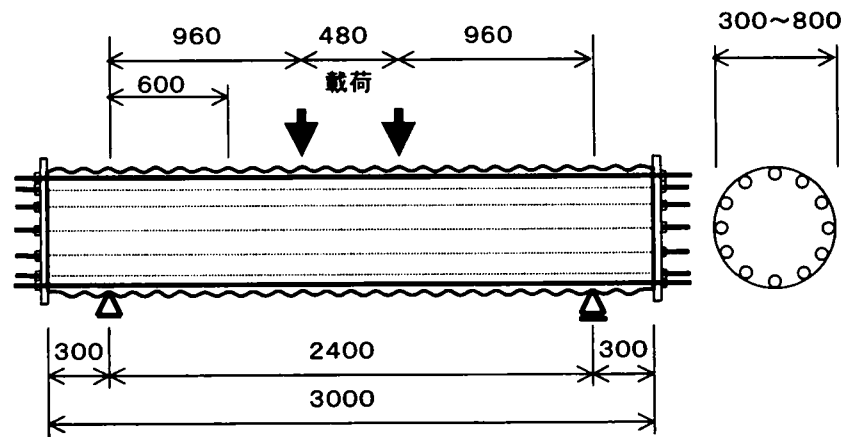


図4.7.1 単調曲げ載荷試験概要

表4.7.1 単調曲げ載荷試験体諸元

試験体番号	直径 (cm)	薄肉鋼管 種類	薄肉鋼 管比(%)	軸方向鉄筋	軸方向 鉄筋比 (%)	骨材	ソイルメント 強度 (kN/m ²)
試験体 1	50	コルゲート管	0.6	D25-12本	3.1	砂質土	3950
試験体 2	50	コルゲート管	0.6	D32-16本	6.5	砂質土	4000
試験体 3	50	コルゲート管	0.6	D25-12本	3.1	砂質土	5430
試験体 4	50	コルゲート管	0.6	D25-12本	3.1	砂質土	2090
試験体 5	80	コルゲート管	0.4	D32-12本	1.2	砂質土	1940
試験体 6	80	コルゲート管	0.4	D32-18本	2.8	砂質土	2490
試験体 7	50	コルゲート管	0.6	D25-12本	3.1	粘性土	1000
試験体 8	50	スパイラル管A	0.2	D25-12本	3.1	砂質土	4180
試験体 9	30	スパイラル管A	0.3	D16-10本	2.8	砂質土	4180
試験体 10	30	スパイラル管B	0.3	D16-10本	2.8	砂質土	4260

(1) 試験結果

試験体1~4の荷重-載荷点変位関係を図4.7.2に示す。試験体1は基本試験体であり、試験体2は軸方向鉄筋を増やし、試験体3, 4はソイルセメント強度を増減させたものである。鉄筋量の多い試験体2では、初期剛性、最大荷重とも試験体1に比べて大きくなっている。試験体3, 4では、ソイルセメント強度に応じて初期剛性、最大荷重とも試験体1に比べて増減するが、変位が増大した時の荷重は3試験体ともほぼ一致している。荷重-載荷点変位の特徴としては、部材角1/10に相当する変位120mmという大きな変位領域でも、荷重の大幅な低下はみられないことである。

各試験体の最大曲げモーメント発生時の載荷点変位、最大曲げモーメントを表4.7.2に示

す。また、引張鉄筋、側鉄筋、圧縮鉄筋、圧縮領域のソイルセメントの各ひずみと荷重の関係の例(試験体8)を図4.7.3に示す。軸方向鉄筋(引張鉄筋、側鉄筋、圧縮鉄筋)は、ほぼ

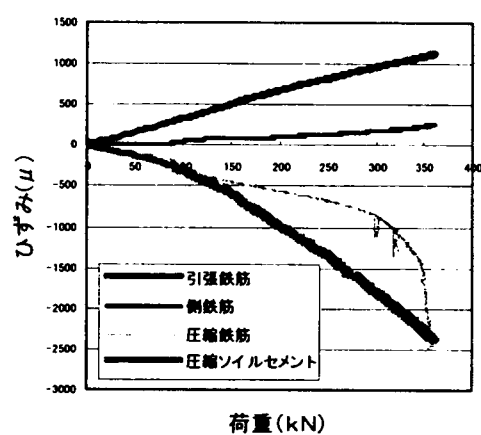
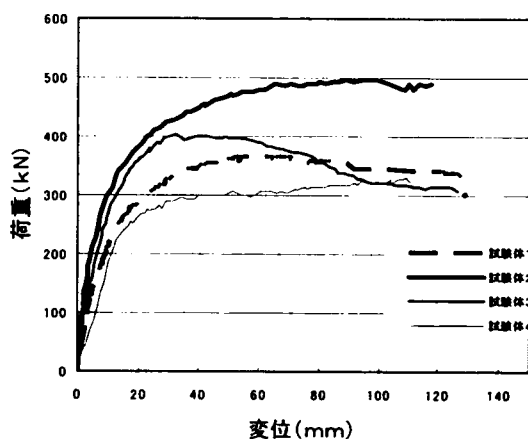


図4.7.2 荷重・載荷点変位関係(試験体1~4) 図4.7.3 荷重・ひずみ関係の例(試験体8)

平面ひずみを保っているが、圧縮鉄筋とソイルセメントは、100 kN程度の荷重で付着が切れ、ソイルセメントのひずみだけが增大していることがわかる。試験終了後、薄肉鋼管をはがして内部を観察したところ、引張側、圧縮側とも軸方向鉄筋とソイルセメントの付着が全長にわたって切れ、圧縮側のソイルセメントが圧壊していた。

(2) 最大曲げモーメント

付着ひび割れが発生した破壊性状および図4.7.3からこれらの試験体の破壊は、曲げ破壊が発生する前に、付着破壊が発生していると考えられる。また、図4.7.3の引張鉄筋、圧縮鉄筋のひずみは降伏ひずみに達していないことがわかる。このことを確認するために、平面ひずみを仮定した鉄筋コンクリートの計算法による終局曲げモーメントの計算値と試験結果による最大曲げモーメントの比較を行った。その結果を図4.7.4に示すが、試験値は、

表4.7.2 最大曲げモーメント発生時の載荷点変位及び最大曲げモーメント

試験体番号	最大変位 (mm)	最大曲げモーメント (kNm)
試験体 1	55	179.8
試験体 2	97	243.2
試験体 3	33	200.0
試験体 4	109	162.5
試験体 5	45	258.9
試験体 6	58	404.2
試験体 7	116	135.0
試験体 8	47	180.5
試験体 9	37	50.9
試験体 10	174	95.0

計算値の1/2以下となっていることがわかる。

次に、破壊が曲げ付着破壊によるものであると考えることとする。曲げ付着破壊は、せん断力が鉄筋付着力の合計を上回るときに発生するため、曲げ付着破壊時のせん断力は、式(4.7.1)で表すことができる。

$$S = \sum \tau_i U_i d_i \quad (4.7.1)$$

ここで、 S : せん断力 (kN)
 τ : 鉄筋とソイルセメントの付着力 (kN/m²)
 U : 鉄筋の周長 (m)
 d : 有効高さ (m)

鉄筋とソイルセメントの付着力 τ は、薄肉鋼管に拘束された時の値であり、式(3.5.4)で示される。曲げ付着破壊時の曲げモーメント M_s は、式(4.7.2)で求まる。

$$M_s = S \cdot l \quad (4.7.2)$$

ここで、 M_s : 曲げ付着破壊時の曲げモーメント (kNm)
 S : せん断力 (kN)
 l : せん断スパン (m)

式(4.7.2)から各試験体での曲げ付着破壊時の曲げモーメント M_s をもとめ、試験結果による最大曲げモーメントと比較すると図4.7.5の通りとなる。

図4.7.5からわかるように最大曲げモーメントは、付着破壊時の曲げモーメントでほぼ近似できており、これらの試験体は、曲げ破壊の前に付着破壊をおこしていると考えられる。これは、ソイルセメントの強度が低いため軸方向鉄筋との付着が十分に発揮できないためであり、本試験体のように3.0%以上の軸方向鉄筋を配置しても付着破壊が曲げ破壊より先行して進むため、曲げ耐力の増加につながらなかったことがわかった。なお、最大曲げモーメントが大きな試験体5, 6では、計算値が試験値を過大に評価しているが、その原因は、これらの試験体は直径が太くせん断スパンが短いため、せん断破壊が曲げ破壊より先行したことによるものと考えられる。

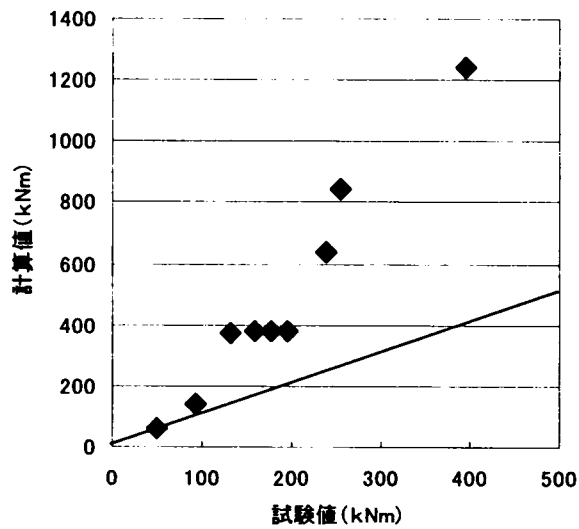


図4.7.4 終局曲げモーメント(計算値)と最大曲げモーメント(試験値)の関係

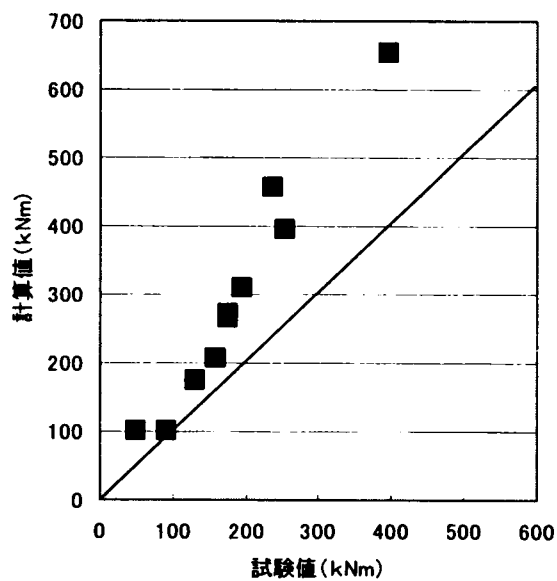


図4.7.5 曲げ付着破壊モーメント(計算値)と最大曲げモーメント(試験値)の関係

4. 7. 2 曲げ繰返し载荷試験

4.7.1から軸方向鉄筋比が3%程度以上となると、軸方向鉄筋が曲げ降伏する前に軸方向鉄筋とソイルセメントの付着切れが進行し、そのまま変形が進んでいくことがわかった。そのため、軸方向鉄筋比を2%程度と小さくした試験体を用いて载荷試験を行い、曲げ降伏が先行した場合の挙動を調べた。

载荷方法としては、降伏点等を調べるために繰返し载荷を行った。繰返し曲げ载荷試験

の概要は、図4.7.6に示すように、直径300mm、支間2.4mの供試体に2点载荷で行った。供試体の諸元は表4.7.3に示す通りであり、基本試験体2、ソイルセメント強度を低くした試験体1、軸方向鉄筋の量を変えずに細径にした試験体3の3体とした。測定項目としては、荷重、変位、鉄筋ひずみ（圧縮鉄筋3箇所、引張鉄筋3箇所）、ソイルセメントのひずみ（圧縮側と引張り側各1箇所）とした。载荷方法としては、载荷2点間の引張り鉄筋ひずみが200 μ になるまで载荷し、その時の载荷点変位量を基準とし、その整数倍の変位量で繰返し载荷を行った。

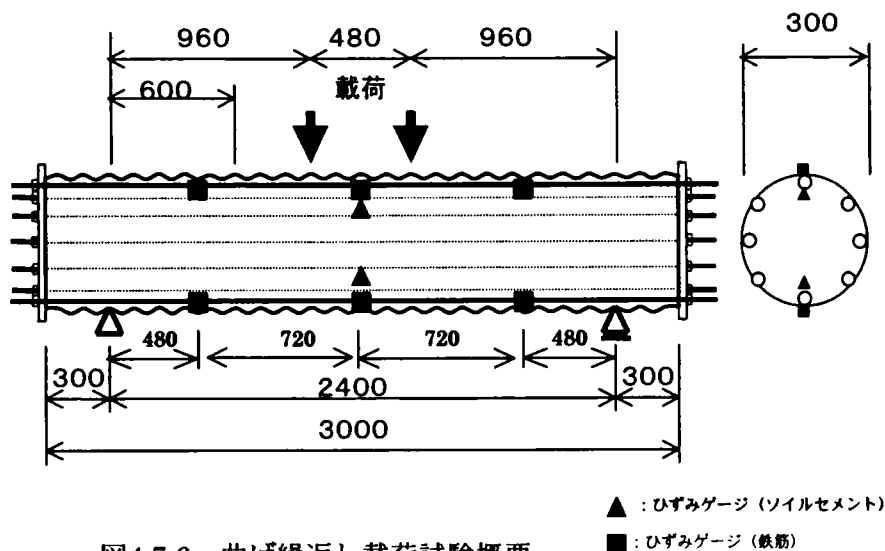


図4.7.6 曲げ繰返し载荷試験概要

(1) 荷重－変位関係と断面内ひずみ分布

図4.7.7に载荷点の荷重 P ～変位量 δ 関係を示す。荷重と変位量は、荷重がある値に達するまでは線形関係を示し、その後は非線形関係（荷重は微増した後漸減し、変位量と残留変位量は急増する）に転じていることが分かる。線形関係から非線形関係に移行する時の荷重は、試験体1が約100kN、試験体2と試験体3が約130kNであった。試験体2と試験体3の P ～ δ 関係に着目すると、最大荷重時まではほぼ等しいが、その後の塑性領域での荷重の低下は試験体3の方が小さかった。これは、試験体3の軸方向鉄筋径が試験体2よりも小さいために（軸方向鉄筋比は、ほぼ同じ）、鉄筋とソイルセメントの付着切れが遅れ、耐力

表4.7.3 曲げ繰返し载荷試験体諸元

試験体番号	薄肉鋼管厚(mm)	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋比	ソイルセメント軸圧縮強度(kN/m ²)
試験体1	1.6	D16-8本	2.2	1650
試験体2	1.6	D16-8本	2.2	2630
試験体3	1.6	D10-20本	2.0	2110

が低下しなかったものと考えられる。また、繰返し载荷による剛性の低下に着目してみると、試験体1においては5サイクル目程度から再载荷時の剛性が低下し始めるが、他の試験体ではそれほど低下しない。これは、試験体1ではソイルセメント強度が低いためこの程度の変位から付着切れが発生し始める（荷重－変位関係の傾きが小さくなってくる）こ

とによるものと考えられる。

図4.7.8～図4.7.10は、各供試体の載荷点における、変位量増加に伴うひずみ分布の変化を示したものである。なお、ひずみはマイナスが圧縮、プラスが引張を示し、鉄筋のひずみは圧縮縁から8mm（試験体3は5mm）と292mm（試験体3は295mm）における値、ソイルセメントのひずみは圧縮縁から35mmと265mmにおける値となっている。

試験体1のひずみ分布を見ると、ソイルセメントの強度が低いため、ソイルセメントのひずみが先に急増し、載荷点変位12mmでは平面ひずみ状態を保つことができたが、それ以降平面ひずみ状態を保てなくなり、変位が増大し、破壊に至っている。試験体2、試験体3については、試験体2で載荷点変位22 mm、試験体3で載荷点変位14mmまで平面ひずみを保つことができたが、それ以降平面ひずみ状態を保てなくなり、変位量が増大し、破壊に至った。この状態を、図4.7.7にプロット（△印）したところ、試験体2、試験体3では変曲点とほぼ一致する結果となった。鉄筋引張り試験により得られた鉄筋の降伏ひずみは約 2200μ であり、軸方向鉄筋がこのひずみに達した状態を図4.7.7にプロット（○印）したところ、試験体1では△印よりかなり遅れるが $P\sim\delta$ 関係の変曲点とほぼ一致し、試験体2、試験体3では△印とほぼ同じで、 $P\sim\delta$ 関係の変曲点とほぼ一致した。これらのことから、軸方向鉄筋の降伏よりも軸方向鉄筋とソイルセメントのせん断付着破壊が先行しない場合では、軸方向鉄筋の降伏と同時に平面ひずみ状態が崩れ始め変位が増大することがわかった。

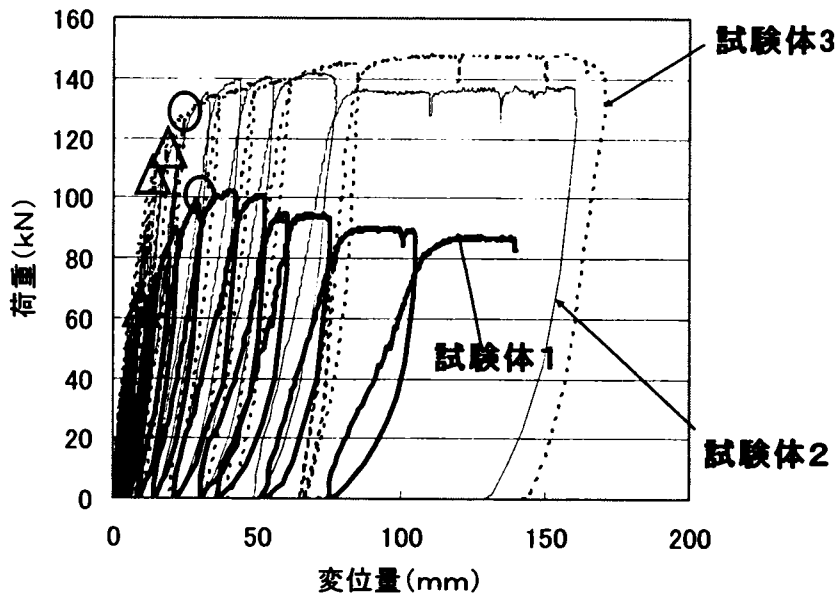


図4.7.7 荷重－載荷点変位関係

(2) M- ϕ 関係と降伏点

図4.7.11に、載荷点中央の曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係を示す。ソイルセメント強度の低い試験体1は、試験体2に比べて最大曲げモーメントが小さく、剛性も初期の荷重段階で低下している。また、軸方向鉄筋が細径の試験体3は、曲率が小さな範囲では試験体2とほぼ一致するが、曲率が大きくなっても曲げモーメントが低下していない。

降伏点については、鉄筋コンクリート構造と同様に考え、軸方向鉄筋の降伏する点を図4.7.12に Δ 印で示した。基本試験体2に対して試験体1は、降伏曲げモーメントは小さく、降伏時の曲率は大きくなり、試験体3は、降伏曲げモーメント、降伏時の曲率ともやや小さくなった。

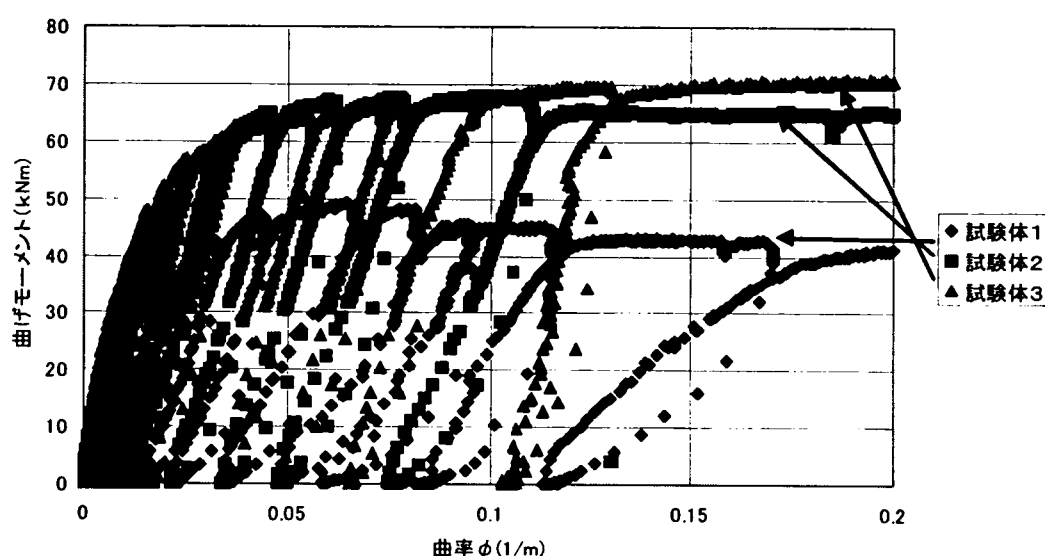


図4.7.11 純曲げ区間の曲げモーメントと曲率の関係

(3) 断面内ひずみ分布と塑性化

(1)で述べたように載荷点中央の断面内のひずみ(引張鉄筋, 引張側ソイルセメント, 圧縮鉄筋, 圧縮側ソイルセメント)の測定値から載荷段階毎のひずみ分布を求めたところ、試験体2、試験体3では軸方向鉄筋降伏時まで中立軸はほぼ断面中央にあり、引張側ソイルセメントを含めてほぼ平面ひずみ状態を保っていたが、試験体1では降伏点の1/4程度の曲率で平面ひずみ状態がくずれ、圧縮側ソイルセメント、引張鉄筋のひずみが増大していた。このひずみ分布から、塑性化の過程としては、試験体1においては、軸方向鉄筋降伏前に鉄筋とソイルセメントの付着が切れ、剛性が低下するが、試験体2、試験体3においては、軸方向鉄筋が降伏するまでは平面ひずみ状態を保ち、軸方向鉄筋降伏後、鉄筋の降伏および鉄筋とソイルセメントの付着切れにより剛性が低下し、曲率が増大するものと考えられる。また、その他の特徴としては、以下のような点があげられる。

- ① 塑性化が進行しても曲げモーメントの大幅な低下は無い
- ② 降伏時までは引張側ソイルセメントが引張力を負担し続ける

②については、試験終了後、薄肉鋼管内部のソイルセメントを調べたところ、引張りひび割れが発生していなかったこととも一致する。

(4) 降伏剛性

試験結果から中立軸が断面中央にあり、軸方向鉄筋とソイルセメントが平面ひずみ状態を保っていると仮定すると、部材の剛性は、軸方向鉄筋の剛性とソイルセメントの剛性の和で求められる。鉄筋のヤング係数を $2.06 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ 、ソイルセメントのヤング係数を一軸圧縮強度の500倍として、計算した剛性を各供試体のM- ϕ 関係に示すと図4.7.12の実線となる。鉄筋とソイルセメントの付着力が最も大きい試験体3では、降伏剛性にほぼ等しくなっており、次に付着力が大きい試験体2では、降伏剛性は、計算値の2/3程度となり、降伏前に付着切れが発生する試験体1では、降伏剛性は、計算値の1/3以下となった。このことから、軸方向鉄筋降伏前に付着力切れが発生しない場合には、軸方向鉄筋とソイルセメントの剛性の和で降伏剛性を求めることができると考えられる。

(5) 降伏曲げモーメント

降伏曲げモーメントを、鉄筋コンクリートの場合と同様（引張側のソイルセメントを無視し、平面ひずみ状態を仮定して引張鉄筋が降伏ひずみに達するときの曲げモーメント）に計算した値を各供試体のM- ϕ 関係に書き込むと図4.7.12の破線となる。計算値は△印で示した試験結果を試験体2、試験体3では15～18%小さく評価している。この原因は、試験では、降伏時に引張応力を負担している（引張側ソイルセメントのひずみが低下していない）にもかかわらず、計算では引張側のソイルセメントを無視していることによると考えられる。

そこで、試験結果から降伏時までの中立軸は断面中心にあると仮定し、降伏曲げモーメントを軸方向鉄筋の降伏曲げモーメント（引張鉄筋が降伏ひずみに達するときの曲げモーメント）と同じひずみが発生する時のソイルセメントに作用する曲げモーメントの和として計算した。この値を各供試体のM- ϕ 関係に示すと図4.7.12の点線の値となる。降伏前に鉄筋とソイルセメントの付着が切れる試験体1では、試験結果とほぼ等しい。試験体2、試験体3では10～12%小さく評価しており、鉄筋コンクリートの場合と同様に考えた場合より降伏曲げモーメントを精度良く求められることがわかる。

(6) 最大曲げモーメントの評価

最大曲げモーメントを発揮している状態では、いずれの供試体でも軸方向鉄筋とソイルセメントの付着切れがかなり進んでいることから、軸方向鉄筋のみを円管として考慮した曲げモーメント（引張鉄筋が引張強度に達するときの曲げモーメント）で計算した。この値を各供試体のM- ϕ 関係に示すと図4.7.12の一点鎖線となる。試験体1では、試験結果を30%大きく評価しているが、試験体2、試験体3では6～18%小さく評価している。こ

これは、試験体1では付着破壊が進行し、断面内の平面ひずみ状態が崩れるため、一本一本の鉄筋に曲げが作用する状態になるのに対し、試験体2, 3では付着は切れてくるものの全体の断面としては平面ひずみ状態を保っているためと考えられる。

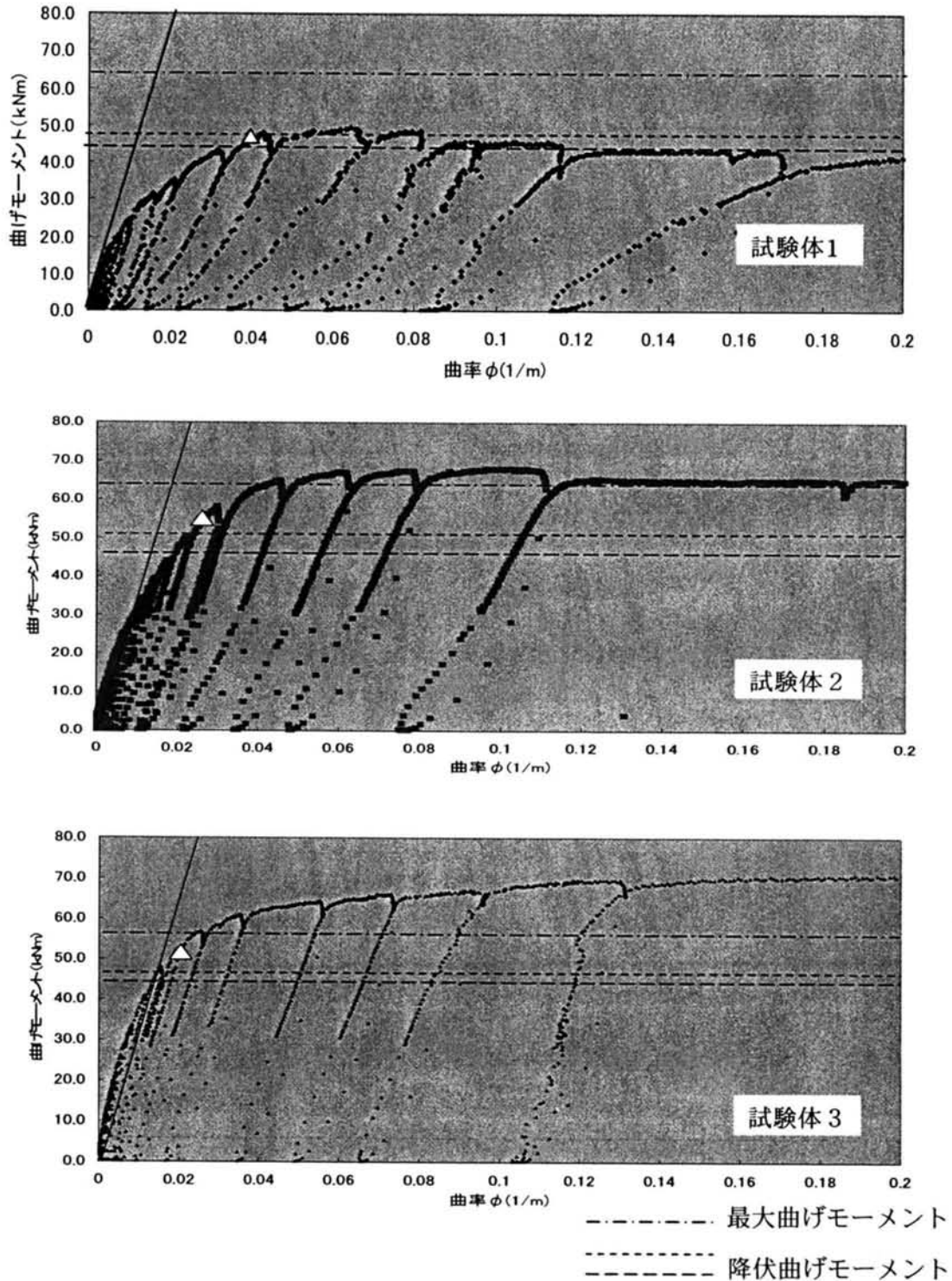


図4.7.12 曲げモーメント計算値と試験結果の比較

4. 7. 3 曲げ部材特性

これらの結果から、軸方向鉄筋比2%程度では、ソイルセメント強度 2000kN/m^2 以上で降伏まで軸方向鉄筋とソイルセメントの付着が確保することができ、鉄筋・鋼管ソイルセメント杭の曲げ部材特性は、以下の方法で評価できる。

- ① 降伏剛性は、軸方向鉄筋とソイルセメントの全剛性を足しあわせて計算する。
- ② 降伏曲げモーメントは、鉄筋コンクリート構造に準じて計算する。もしくは、軸方向鉄筋の降伏時の曲げモーメントと平面ひずみ状態を仮定したソイルセメント全断面に作用する曲げモーメントを足し合わせて計算することで安全側に評価する。
- ③ 最大曲げモーメントは、ソイルセメントを無視し、軸方向鉄筋のみを考慮した引張強度発生時の曲げモーメントで計算することで安全側に評価する。

4. 8 曲げ変形特性

4. 8. 1 曲げ交番载荷試験A

(1) 試験概要

耐震性能を確保するためには、杭体の変形性能を評価する必要がある。そのため、図4.8.1に示すような薄肉鋼管より内側の部分を模した試験体を用いて曲げ交番载荷試験を行った。試験体の諸元は表4.8.1の通りであり、試験体1を基本試験体とし、試験体2は、軸方向鉄筋比を2倍以上に増加させたもの、試験体3は、薄肉鋼管比を減少させ、ソイルセメント強度も低下させたものである。载荷方法としては、軸方向鉄筋のひずみが 1000μ となった時の変位の整数倍で1サイクルずつ変位制御にて载荷した。また、軸力は一定（軸圧縮応力 510kN/m^2 ）で载荷した。

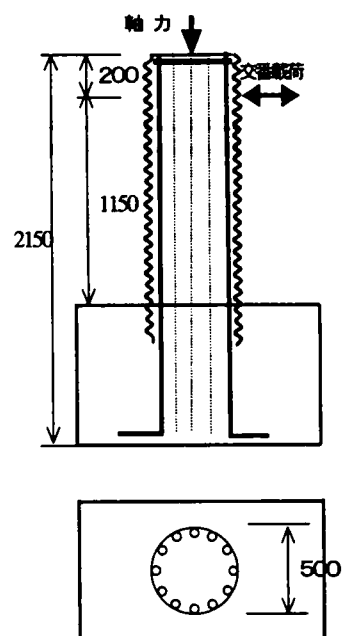


図4.8.1 曲げ交番载荷試験A概要

表4.8.1 曲げ交番载荷試験A試験体諸元

試験体番号	直径 (mm)	薄肉鋼管種類	薄肉鋼管 比 (%)	軸方向鉄筋	軸方向 鉄筋比 (%)	骨材	ソイルセメント軸 圧縮強度 (kN/m^2)
試験体1	500	コルゲート管	0.6	D25-12本	3.1	砂質土	3950
試験体2	500	コルゲート管	0.6	D32-12本	6.5	砂質土	4000
試験体3	500	スパイラル管 A	0.2	D25-12本	3.1	砂質土	2830

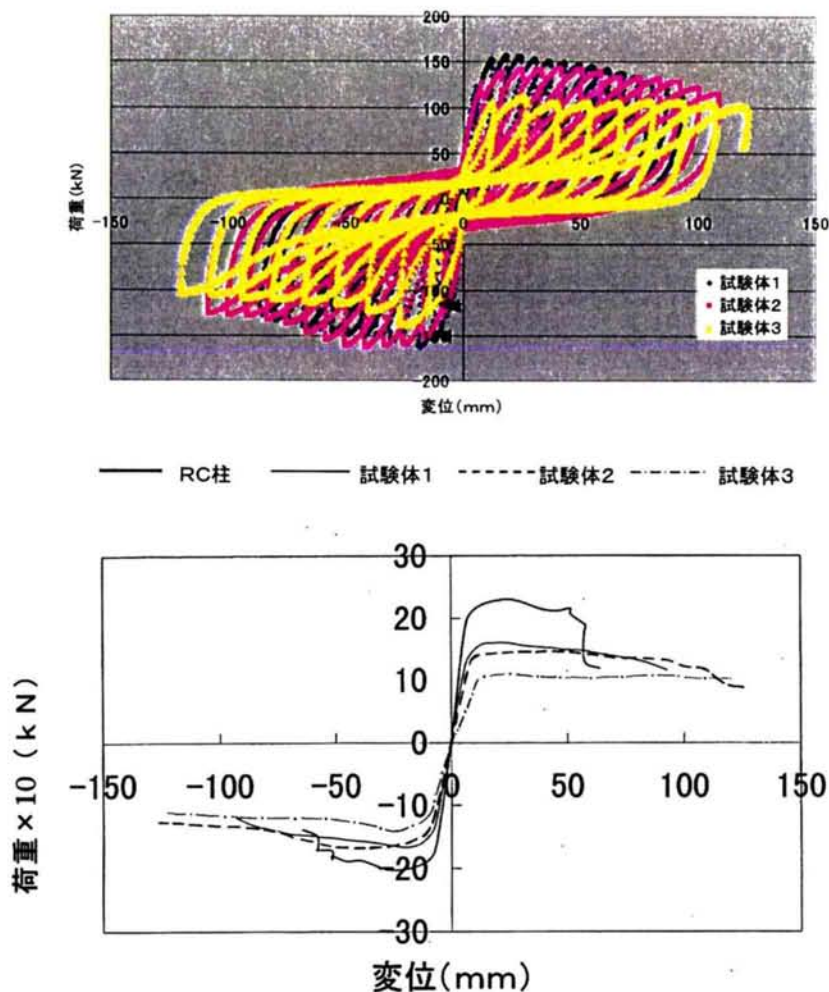


図4.8.2 荷重－変位関係と包絡線の比較

(2) 試験結果

破壊性状としては、試験体1, 2では鉄筋とソイルセメントの付着が切れ、コルゲート管の接合部が広がり、ソイルセメントの一部が圧壊した。試験体3では、スパイラル管の螺旋方向の継ぎ目が切れ、付け根の部分（フーチング接合部）が圧壊した。

荷重－変位曲線の比較を図4.8.2に示す。試験体1, 2では、最大荷重は、150 k N程度で変位だけが增加していった。試験体3では最大荷重は100 k N程度までしか上昇せず、変位が増大した。これは、いずれの試験体も4.7.1単調曲げ載荷試験と同様に鉄筋が降伏する前に鉄筋とソイルセメントの間の付着が切れはじめることによるものと考えられる。特に、試験体2の最大荷重が試験体1と変わらないのは軸方向鉄筋が十分に引張鉄筋、圧縮鉄筋として働いていないためである。また、試験体3で最大荷重が小さいのは、ソイルセメント強度が弱いことと薄肉鋼管の厚さが薄いことにより、先に示したように軸方向鉄筋とソイルセメントとの付着が容易に切れてしまうためと考えられる。各試験体の軸方向鉄筋のひず

みを調べてみると、図4.8.2の上図に黒矢印で示した状態では、鉄筋の表と裏でひずみが逆転しており、軸方向鉄筋一本一本に曲げが作用していることがわかる。これは、平面ひずみ状態が崩れていることを意味する。荷重－変位関係の全体の形状は、RC部材のものに近いが、ややヒステリシスが小さい。これは、軸方向鉄筋とソイルセメントにすべりが発生することによるものと考えられる。また、図4.8.2の下図に荷重－変位関係の包絡線を同程度の断面をもつRC柱と比較して示した。RC柱では50mm程度の変位で荷重が急激に低下しているのに対し、本試験の場合には、試験機の都合上制限となる最大変位120mm（部材角で1/10以上）まで荷重の大幅な低下はみられずエネルギー吸収能力は十分大きいと考えられる。

4. 8. 2 曲げ交番载荷試験B

(1) 試験概要

実際の杭体では、薄肉鋼管の外部のかぶりソイルセメントがあるため、その部分まで含めた図4.8.3に示すような試験体を用いて曲げ交番载荷試験を行った。試験体の諸元は表4.8.2の通りであり、試験体1を基本試験体とし、試験体2は、比較のため、薄肉鋼管にコルゲート管のかわりに厚さ4.5mmの普通鋼管を用いた。载荷方法としては、軸方向鉄筋のひずみが500 μ 、1000 μ 、降伏ひずみの順で1サイクルずつ载荷し、その後は、降伏ひずみ発生時の変位を δ とし、その整数倍で1サイクルずつ変位制御にて载荷した。軸力は一定（軸圧縮応力100kN/m²）で载荷した。また、交番载荷試験終了後、軸圧縮力を490kNまで载荷し、軸圧縮耐力の確認を行ったが、いずれの試験体でも490kNの軸圧縮耐力を確保していた。

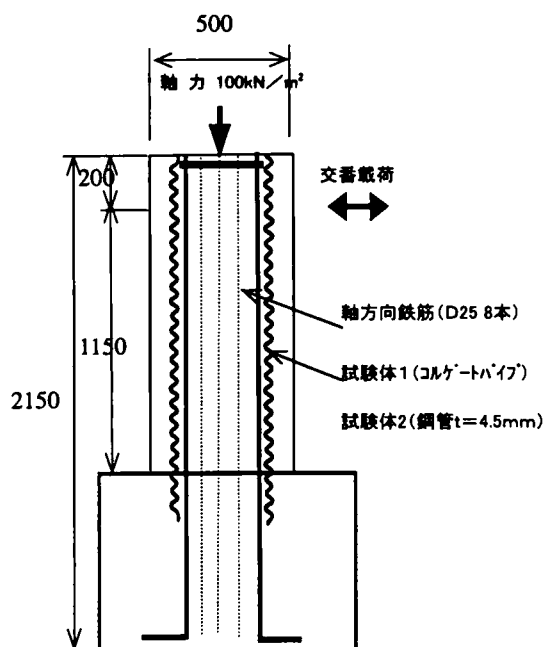


図4.8.3 曲げ交番载荷試験B概要

表4.8.2 曲げ交番载荷試験B試験体諸元

試験体番号	直径 (mm)	鋼管種類	鋼管比 (%)	軸方向鉄筋	軸方向 鉄筋比 (%)	骨材	ソイルメント－軸 圧縮強度 (k N/m ²)
試験体1	500	コルゲート管 φ300mm	0.6	D25・8本	2.1	砂質土	3940
試験体2	500	普通鋼管 φ300mm	1.8	D32・8本	4.3 ※	砂質土	4040

※は普通鋼管を軸方向鉄筋として評価

(2) 試験結果

① 破壊性状

破壊性状としては、試験体1では、軸方向鉄筋のひずみ 500μ のサイクルからかぶりソイルセメントに水平方向に曲げひび割れが発生し始め、降伏ひずみ発生時を 1δ とすると 1δ では、コルゲートパイプの周方向の接合部に沿ったひび割れも顕著になった。 3δ でかぶりソイルセメントが剥離し始め、 5δ で完全に剥離し落下した。(写真4.8.1参照)

試験体2では、軸方向鉄筋のひずみ 500μ のサイクルからかぶりソイルセメントに水平方向に曲げひび割れが発生し始め、降伏ひずみ発生時には、斜め方向のひび割れも発生し始める。ひび割れの数試験体1より少ないが、 3δ 程度からひび割れ幅が大きくなり、かぶりソイルセメントは、大きなブロックで鋼管から剥離する。ただし、 6δ になっても鋼管からの完全な剥離には至らなかった。(写真4.8.2参照)

試験終了後、コルゲートパイプ、鋼管を撤去し、内部ソイルセメントを観察したところ両試験体とも大きなひび割れ等は見られず、健全な状態であった。また、コルゲートパイプ、は特段の変形は見られなかったが、試験体2の鋼管は、付け根部分でちょうちん座屈を起こしていた。(写真4.8.3参照)

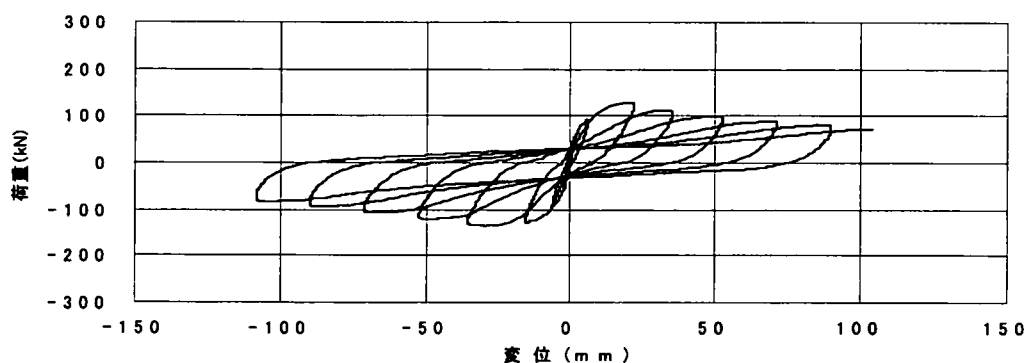


図4.8.4(a) 荷重－変位関係（試験体1）

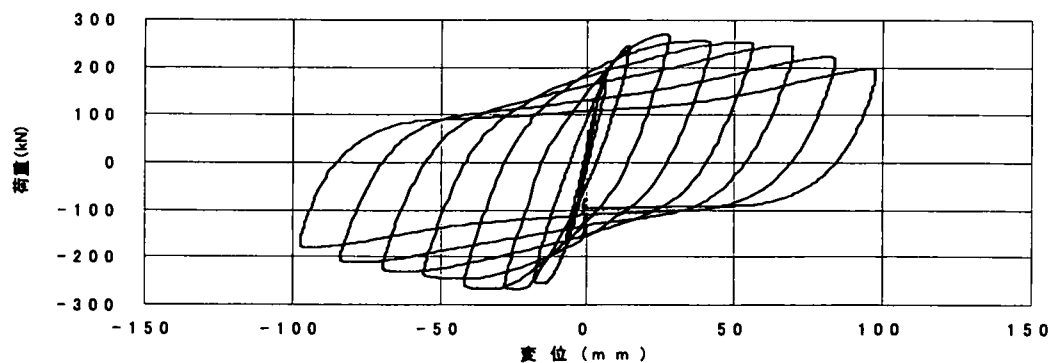


図4.8.4(b) 荷重－変位関係（試験体2）



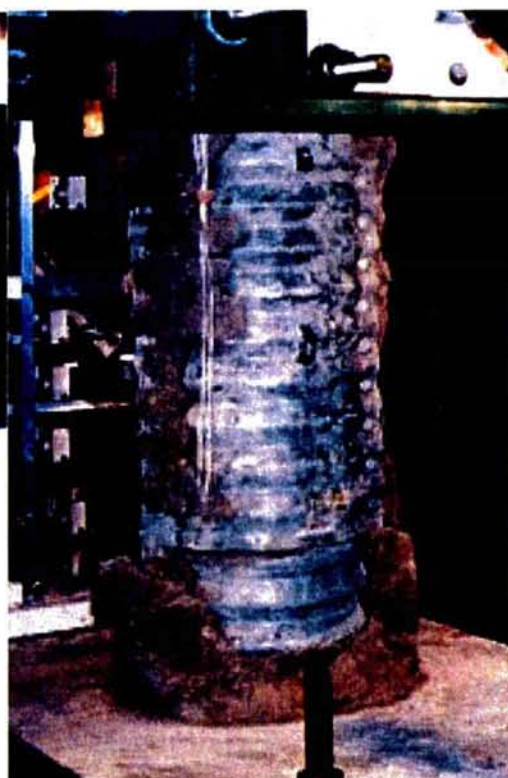
軸方向鉄筋ひずみ 500μ 時



変位 1δ 時

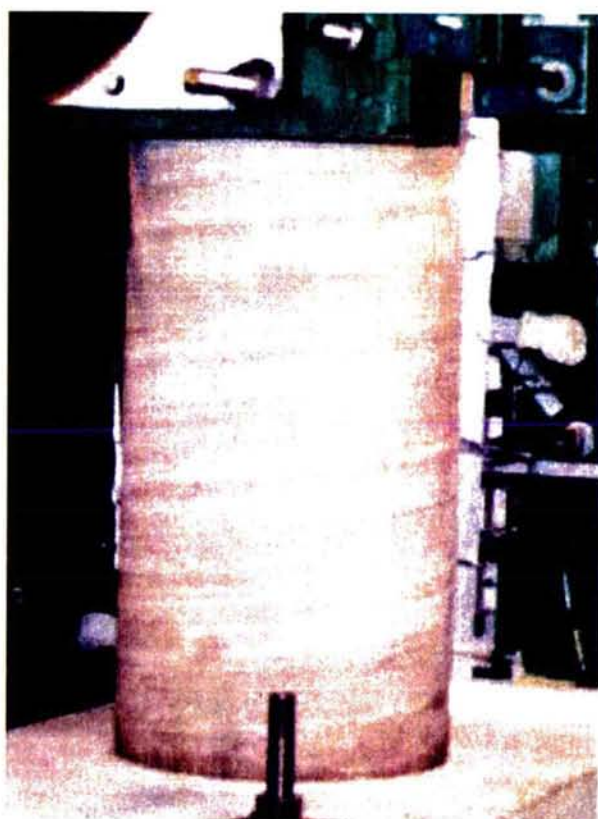


変位 3δ 時

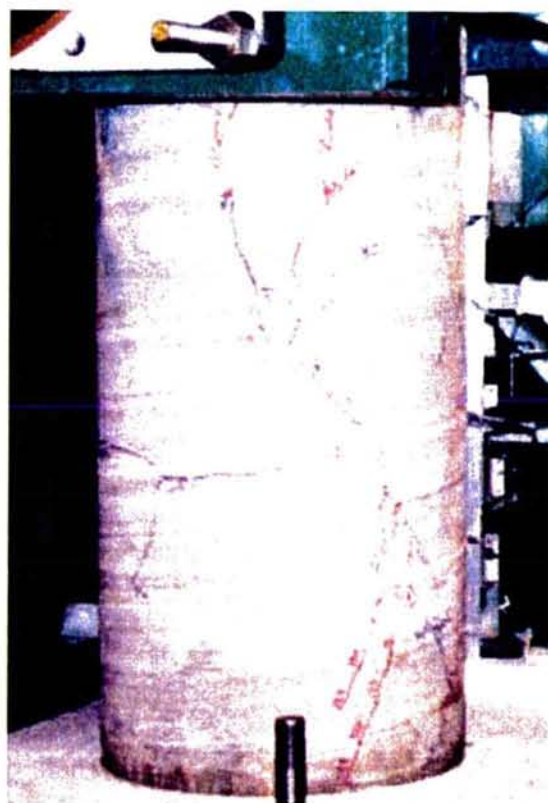


変位 5δ 時

写真4.8.1 曲げ交番载荷試験B破壊状況(試験体1)



軸方向鉄筋ひずみ 500μ 時



変位 1δ 時

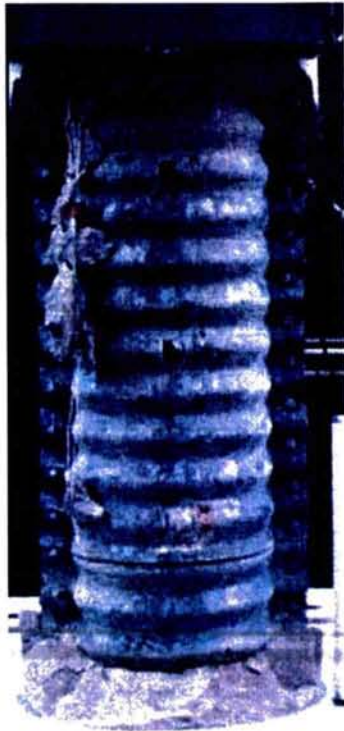


変位 3δ 時

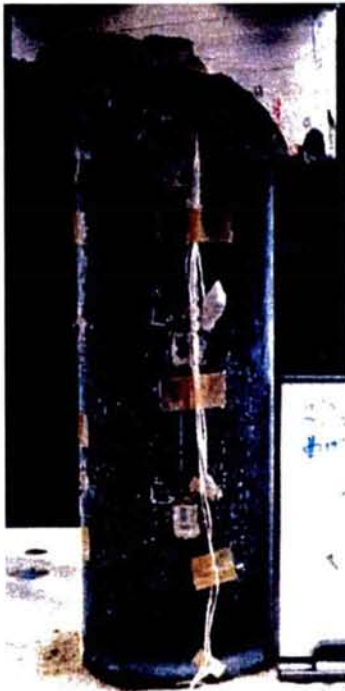


変位 5δ 時

写真4.8.2 曲げ交番载荷試験B破壊状況(試験体2)



試験体 1



試験体 2

写真4.8.3 曲げ交番载荷試験B試験後破壊状況

② 荷重－変位関係

荷重－変位曲線の比較を図4.8.4に示す．試験体 1 では，載荷重は，120 k N程度で軸方向鉄筋が降伏し，その後，荷重は漸減しながら変位が増加していった．荷重100kN程度までは剛性は一定値を示すが，そこから鉄筋降伏時までは，剛性は1/3程度に減少した．これは，前章で示した付着切れによるものと考えられ，剛性は一定値を示す限界の荷重100kNは，本試験体について式(4.7.2)で計算される曲げ付着破壊時の曲げモーメントから算定される荷重103kNと一致する．

試験体 2 では，試験体 1 と同様の結果を示すが，ヒステリシスの形状から，エネルギー吸収が大きいことがわかる．これは，普通鋼管のエネルギー吸収が大きいことによると考えられる．

両試験体とも最大変位は，試験機の都合上120mm程度で試験を終了しているが，その場合にも（部材角で1/10以上）荷重の大幅な低下はみられずエネルギー吸収能力は十分大きいと考えられる．

③ 曲げモーメントと曲率の関係

試験体の各測定点（下端から130mm，260mm，390mm，520mm，780mm）の水平変位を計測し，部材の曲率を求めた．

測定点間の部材角 θ は，式(4.8.1)，式(4.8.2)で求めた．

$$\theta_i = (\delta_{i+1} - \delta_i) / l_i \quad (4.8.1)$$

$$\theta_{i-1} = (\delta_i - \delta_{i-1}) / l_{i-1} \quad (4.8.2)$$

ここで， θ : 部材角
 δ : 水平変位
 l : 測定点間距離

また，曲率 ϕ は，式(4.8.3)で求めた．

$$\phi_i = (\theta_i - \theta_{i-1}) / (l_i/2 + l_{i-1}/2) \quad (4.8.3)$$

ここで， ϕ : 曲率
 θ : 部材角
 l : 測定点間距離

これらの考え方を図4.8.5に示す．なお，水平変位に含まれる鉄筋のフーチング内からの

抜け出しによる変位 δ_d は、フーチング内の鉄筋ひずみの総和から式(4.8.4)、式(4.8.5)で計算し、各測定点の水平変位の計測値からさし引いた。

$$\theta_o = \delta_o / 0.5d \quad (4.8.4)$$

ここで、 θ_o : 鉄筋の抜け出しによる部材角
 δ_o : 鉄筋のフーチングからの抜け出し量
 d : 引張鉄筋と圧縮鉄筋の距離

$$\delta_o = \theta_o \times Li \quad (4.8.5)$$

ここで、 Li : 下端から各計測点までの距離

このような方法で、曲率1(下端から65mm)、曲率2(130mm)、曲率3(260mm)、曲率4(390mm)、曲率5(520mm)、曲率6(780mm)の各曲率を求め、各断面に作用する曲げモーメントとの関係を1サイクル目(軸方向鉄筋ひずみ 500μ)、2サイクル目(軸方向鉄筋ひずみ 1000μ)、3サイクル目(軸方向鉄筋ひずみ 2030μ (降伏ひずみ))終了時の各载荷段階毎に図4.8.6に示した。同時にソイルセメントと軸方向鉄筋の全剛性 13115kN/m^2 を実線で示した。1サイクル目、2サイクル目までは、曲率は全剛性に近い動きをしているが、3サイクル目では、曲率の大きな下端部の曲率1、2が急増し、剛性が低下してくることがわかる。なお、図4.8.6において、曲率はかなりの幅をもって変動しているが、鉄筋コンクリート部材の交番载荷試験においても変位測定値から曲率を計算すると、このように幅をもって変動する結果となるのが一般的である。

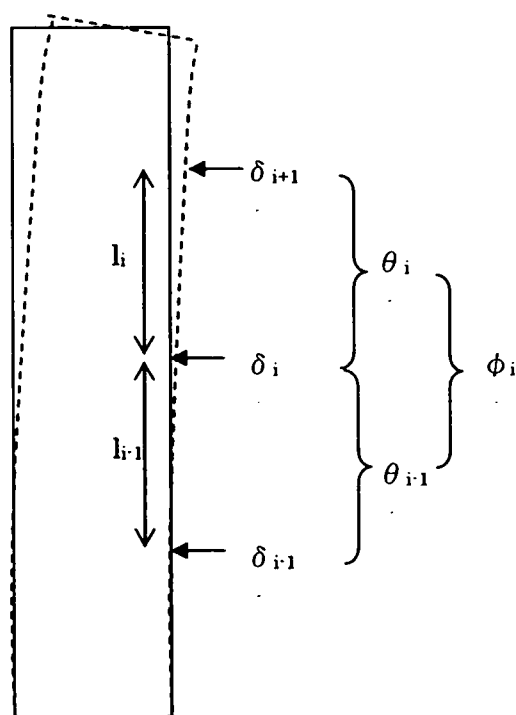


図4.8.5 曲率の求め方の概念図

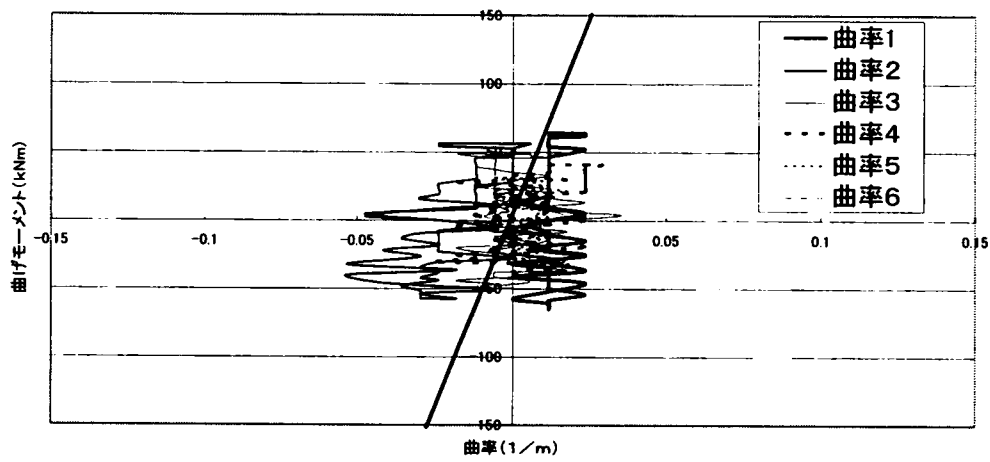


図4.8.6(a) 曲げモーメントー曲率関係(試験体1・第1サイクル)

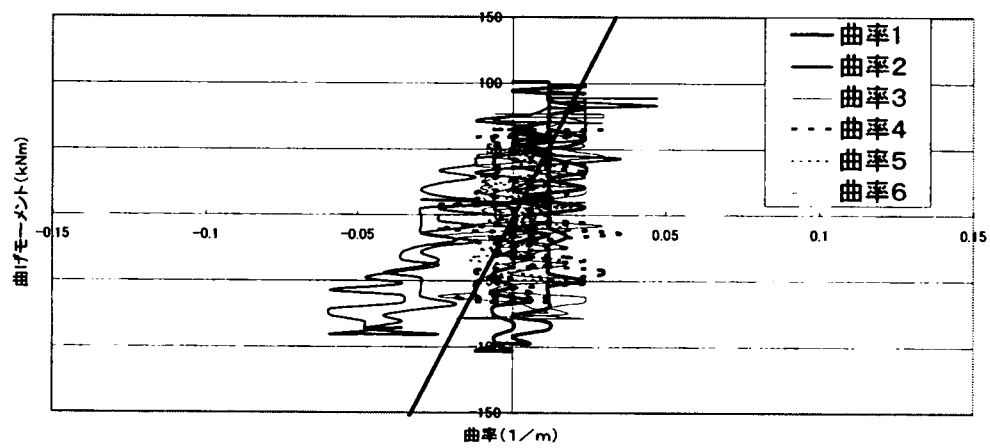


図4.8.6(b) 曲げモーメントー曲率関係(試験体1・第2サイクル)

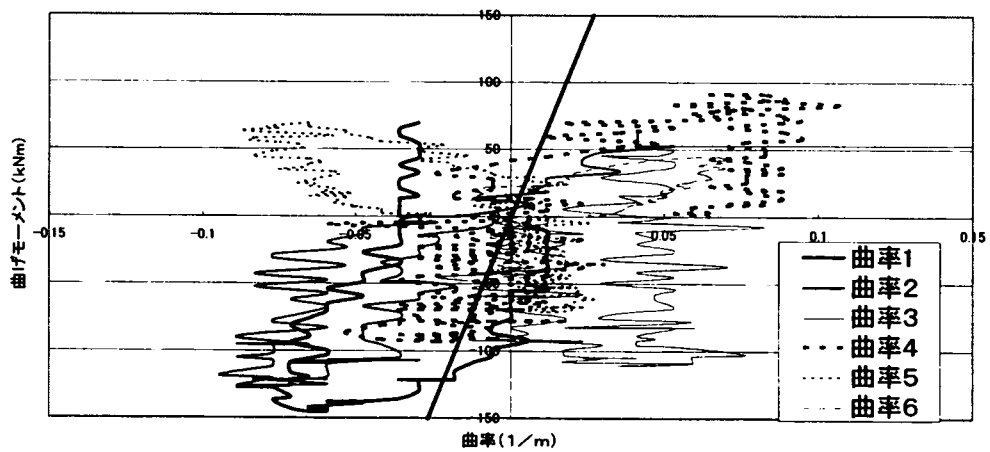


図4.8.6(c) 曲げモーメントー曲率関係(試験体1・第3サイクル)

④ 耐力評価

内部ソイルセメントのひずみの変化を調べてみると、鉄筋コンクリート部材のように引張側のソイルセメントがひび割れることなく、圧縮側と同様にひずみが伸びていくことがわかる。鉄筋とソイルセメントの付着が維持されている間は平面ひずみ状態が成り立ち、軸方向鉄筋、ソイルセメントはそれぞれ部材中心を中立軸として耐力を発揮する。また、付着切れが進行しはじめても軸方向鉄筋、ソイルセメントはそれぞれ部材中心を中立軸として耐力を発揮し、その後、引張側のソイルセメントは、引張応力を負担しなくなるが、耐力の大きな低下はない。かぶりソイルセメントは、軸方向鉄筋降伏時程度までは、評価できるが、その後はひび割れが拡大し、脱落する

以上のことから、部材耐力を軸方向鉄筋の耐力とソイルセメントの耐力の重ね合わせで計算できると考えると、部材の耐力は、式(4.8.6)で表される。

$$P = P_c + P_{sy} \quad (4.8.6)$$

ここで、 P : 部材耐力 (kN)

P_c : ソイルセメントの耐力 (kN)

P_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏耐力 (kN)

式(4.8.6)で、試験体1のかぶりソイルセメントが有る場合と無い場合の耐力を計算すると、有る場合では、119kN、無い場合では、85kNとなる。

これは、図4.8.4(a)の軸方向鉄筋降伏時の耐力、変形が進んだ時の残留する耐力に良く一致する。このことから、軸方向鉄筋比2%以下、ソイルセメント一軸圧縮強度4000kN/m²以上では部材の降伏耐力は、ソイルセメント全断面を考慮した曲げ降伏耐力と軸方向鉄筋を円管として考慮したときの降伏耐力の和で、終局耐力は薄肉鋼管内部のみを考慮した曲げ耐力と軸方向鉄筋を円管として考慮したときの降伏耐力の和で評価できると考えられる。

4. 9 まとめ

各種部材載荷試験の結果、鉄筋・鋼管ソイルセメント杭の部材特性については以下のことがわかった。

- ① 圧縮特性については、薄肉鋼管の拘束により、ソイルセメントの20～50%の強度増加が見込める。また、軸方向鉄筋を配置する場合の圧縮耐力の評価にあたっては、ソイルセメントと軸方向鉄筋の圧縮耐力の和で評価できる。ただし、薄肉鋼管厚比／軸方向鉄筋比が1/4を下回ると軸方向鉄筋の座屈を薄肉鋼管が拘束しきれなくなり、上記の計算法では圧縮耐力を過大に評価してしまう。
- ② 薄肉鋼管より内部がすべる形態での破壊については、式(4.4.3)を満たすソイルセメント強度を確保する必要がある。杭先端部の支圧破壊については式(4.5.1)で計算する耐力で

評価できる。

- ③ せん断特性については式(4.6.5)で計算する耐力で評価できる。ただし、付着切れが先行する場合には、耐力を過小評価する。
- ④ 曲げ特性については、曲げ降伏耐力は、曲げ付着破壊が曲げ破壊より先行しない場合には軸方向鉄筋の曲げ降伏耐力とソイルセメント全断面の曲げ耐力の和で求まるが、曲げ付着破壊が曲げ破壊より先行する場合には、式(4.7.2)で計算される曲げ付着破壊時のモーメントから求まる耐力となる。実際の設計においては、両者を比較して小さい方の耐力を用いることとなる。また、薄肉鋼管外部のソイルセメントについては部材降伏時には考慮してもよいが、変形が増大すると分離してくるので終局時には無視する必要がある。
- ⑤ 曲げ変形特性については、曲げ付着破壊が曲げ破壊より先行するしないにかかわらず、部材角 1/10 以上の大変形領域まで荷重を維持し十分な変形性能を有する。

5章 薄肉鋼管—ソイルセメント複合体の圧縮特性

5. 1 はじめに

地盤材料を拘束することにより剛性が大きくなることは一般に知られており、例えばタイロッド等で盛土を拘束する工法等が実用化されている。また、コンクリート材料においても拘束することにより、剛性、強度とも大きくなることが知られており、コンクリートの周囲を鋼管で拘束したCFT構造等が実用化されている。一方、地盤材料をセメントと混合したソイルセメントについては、地盤改良等に広く利用されており、ソイルセメント合成鋼管杭等で杭体の材料としても実用化されているが、杭体の設計上考慮されるものとなっていない。また、ソイルセメントは、圧縮強度、剛性等の面で地盤材料とコンクリートの中間的な値をとる(ソイルセメントは一軸圧縮強度で100~10000 kN/m²程度であり、粘土等の地盤材料1000 kN/m²以下、コンクリート10000~50000 kN/m²のほぼ中間の強度を示す。本研究ではその中でも比較的高強度(1000~10000 kN/m²)のソイルセメントを用いる。)ものであるが、鋼管等に詰められた状態で、大きな拘束力を受けたときの挙動については明らかにされていない。そこで、拘束により剛性が大きくなる地盤材料、拘束により剛性、強度とも大きくなるコンクリート材料に対して、ソイルセメントが拘束を受けた場合にどのような圧縮特性を示すかを検討し、さらに軸ひずみに応じて拘束が変化すると考えられる薄肉鋼管—ソイルセメント複合体について圧縮特性を検討することとする。

本章では、3章で判明した拘束を受けるソイルセメントの特性の中でも特に杭材料として重要な圧縮特性について、三軸圧縮試験を実施し、弾塑性構成式でモデル化することにより詳細な検討を行うこととする。さらに、弾塑性構成式を用いたFEM解析によりパラメトリックスタディーを行い、杭体の材料としての適用性についても検討する。

5. 2 ソイルセメント三軸圧縮試験

ソイルセメントの三軸圧縮試験については、小林ら¹²⁾の研究で、側圧を変化させ、 \overline{CU} 試験、 \overline{CD} 試験を行った結果が報告されている。これらの試験では、粘性土を材料としたソイルセメントを対象としているが、側圧が一軸圧縮強度より小さい場合には、以下のような結果が得られている。

- ① \overline{CD} 試験では、側圧が増加するにつれてピーク強度、残留強度とも増加する。
- ② \overline{CU} 試験では、側圧が増加してもピーク強度はそれほど増加せず側圧にかかわらずほぼ一定値をとり、残留強度は、小さな側圧でも大幅に増大し、側圧にかかわらずほぼ一定値となる。

これらの研究では、セメント添加率(セメント乾燥重量/土粒子乾燥重量)は8~20%であり、一軸圧縮強度で400~3000 kN/m²のソイルセメントを対象としている。

5. 2. 1 試験概要

(1) 試験体諸元

配合については、杭体に使用することを前提にするため、比較的高強度のソイルセメントを対象とすることが必要と考え、セメント添加率を16～30%と大きなものとした。使用する骨材については、須賀川産の川砂を用いた。その物理的性質は表5.2.1に示すとおりである。一般的にはソイルセメントの砂分含有率が80%を超えると圧縮強度が増加することが知られているが、本試験体に用いた細骨材の砂分含有率は95.8%であるため、ベントナイト分を考慮しても試験体の砂分含有率は80%を超え、大きな圧縮強度が得られると考えられる。ベントナイトについては250メッシュ比重2.60のものを、セメントについては早強ポルトランドセメント比重3.14のものを、水については水道水を用いた。また、減水剤としてポゾリスNo.89を用いた。配合

合表を表5.2.2に示す。

練り混ぜについては、容器に砂とセメントをいれ空練りした後、混和剤を混入した水とベントナイトを加えながらハンドミキサーで攪拌した。攪拌時間は10分とした。養生方法としては水中養生とした

表5.2.1 三軸圧縮試験使用砂の物理的性質

比重		2.63
粒度分布特性	砂分 (%)	95.8
	シルト分 (%)	4.2
	最大粒径(mm)	5.0
	60%粒径(mm)	1.0
	10%粒径(mm)	0.2
	均等係数	5.0

表5.2.2 三軸圧縮試験配合表

配合No. 配合強度 kN/m ²	セメント	ベントナイト	水	砂	混和剤	セメント/砂%
配合10 1000	180kg	50kg	451kg	1148kg	セメント×0.3%	16
配合20 2000	224kg	56kg	451kg	1108kg	セメント×0.3%	20
配合30 3000	267kg	67kg	451kg	1064kg	セメント×0.3%	25
配合50 5000	314kg	78kg	451kg	1018kg	セメント×0.3%	30

(2) 試験方法

三軸圧縮試験の種類としては圧密排水試験とし、一定の拘束圧のもとでダイレイタンシ一挙動等を調べるものとする。また、2章で述べたように鉄筋・鋼管ソイルセメント杭で発生する拘束圧は、一般的なひずみ領域（10000 μ ）以下では、700 kN/m²以下となるため、側圧 σ_c の設定は、700kN/m²、400 kN/m²、100 kN/m²とする。配合についてはあらかじめ試験練りを行い決定したが、配合強度は、1000 kN/m²、2000 kN/m²、3000 kN/m²、5000 kN/m²の4種類とし、比較のため一軸圧縮試験も実施する。なお、圧密時間は20時間、セ

ん断速度は0.07%/分とする。

圧縮試験機については、配合強度2000 kN/m²の試験は、最大強度3000 kN/m²までの試験が可能な土の三軸圧縮試験に用いる試験機を用いたが、配合強度3000 kN/m²、5000 kN/m²の試験は、岩等の三軸圧縮試験に用いる高圧三軸圧縮試験機を用いた。背圧については、0kN/m²、200kN/m²とした。

試験体の養生期間は、配合ごとに統一することが望ましいが、ここでは試験の関係上同一とすることができず、14日から105日となっている。これらの条件を表5.2.3に示す。なお、試験体の含水比、間隙率については、それぞれ30%、0.45程度となっている。

表5.2.3 三軸圧縮試験条件

配合強度 (kN/m ²) 試験体No.	使用試験機	養生日数(日) 一軸圧縮強度 (kN/m ²)	有効拘束圧 (kN/m ²)	背圧(kN/m ²)
2000 20A 20B	三軸圧縮 試験機	14日 1450 21日 1650	100 400 700	0
3000 30A 30B	高圧三軸圧縮 試験機	28日 4392 75日 5883	100 400 700	200
5000 50A	高圧三軸圧縮 試験機	105日 8990	100 400 700	200

5. 2. 2 試験結果

(1) 圧密過程

試験体 20A, 30B, 50A の経過時間一排水量関係を図 5.2.1 に示したが、試験体 20A については排水となっているが、試験体 30B, 50A については吸水となっており、試験体 20B も排水となっている。これらの違いは試験体 20A, 20B の試験では背圧を 0 としているが、試験体 30B, 50A の試験では背圧をかけていることが原因ではないかと考え、同じ試験体を用いて背圧の有無による圧密過程に及ぼす実験を行った。

まず、三軸圧縮試験機を用いて表 5.2.2 に示す配合 10 の試験体の圧密を背圧 0 と背圧 200 kN/m² の場合で実施した。図 5.2.2 にその結果を示すが、背圧 0 の場合の排水に対して、背圧 200kN/m² の場合には吸水となることがわかる。これは、背圧をかけた場合には、通常の脱気で取り除けなかった試験体中の空気が背圧の影響で収縮し、通常の圧密現象で生じる排水量を上回る吸水現象を起こしているものと考えられる。

このことを検証するために、圧密過程の前に予圧密をかけて吸水が終了した後、圧密過程を実施する下記のような手順で試験をおこなった。予圧密過程、圧密過程の時間一排水量関係を図 5.2.3, 図 5.2.4 に示す。予圧密過程では吸水 (4.4 cm³) が発生したが、圧密過

程では排水 (1.3 cm^3) が発生している。予圧密後の B 値を計算すると 0.951 となり十分飽和度が高いことがわかる。

確認テスト手順

- ① 負圧, 脱気 (40分間, セル圧 -80 k N/m^2 , 背圧 -100 k N/m^2)
- ② 放置, 吸水 (60分間, セル圧 0 k N/m^2 , 背圧 -20 k N/m^2)
- ③ 予 圧 密 (16時間, セル圧 220 k N/m^2 , 背圧 200 k N/m^2)
- ④ 圧 密 (70時間, セル圧 472.5 k N/m^2 , 背圧 200 k N/m^2)

これらの現象から, 通常の脱気では完全に空気を追い出すことができず, 圧密時に吸水することにより飽和度が 100% に近い状態となっていると考えられる。これは, ソイルセメントは間隙比が大きく, 生成時に攪拌するため空気が独立気泡の形で閉じ込められていることおよび透水係数が非常に小さいことによると考えられる。

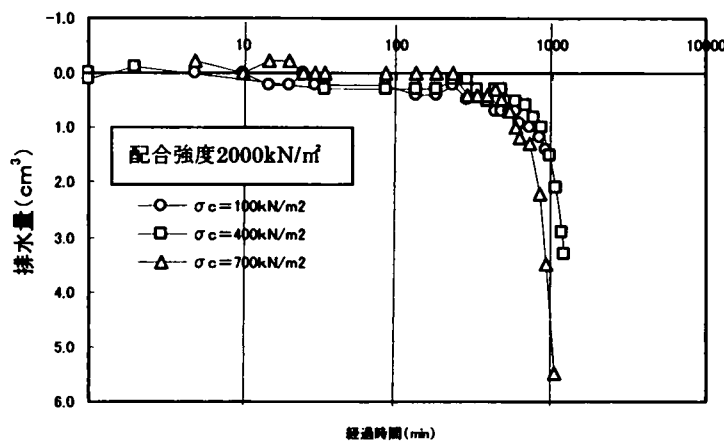


図5.2.1(a) 試験体20A経過時間—排水量関係

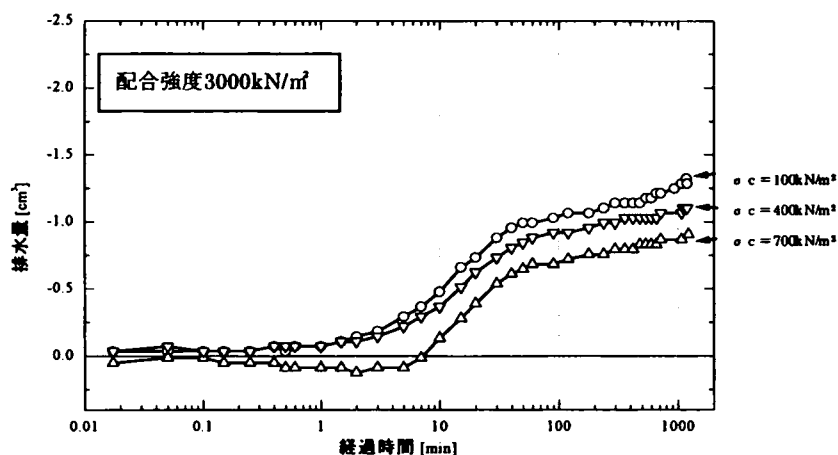


図5.2.1(b) 試験体30B経過時間—排水量関係

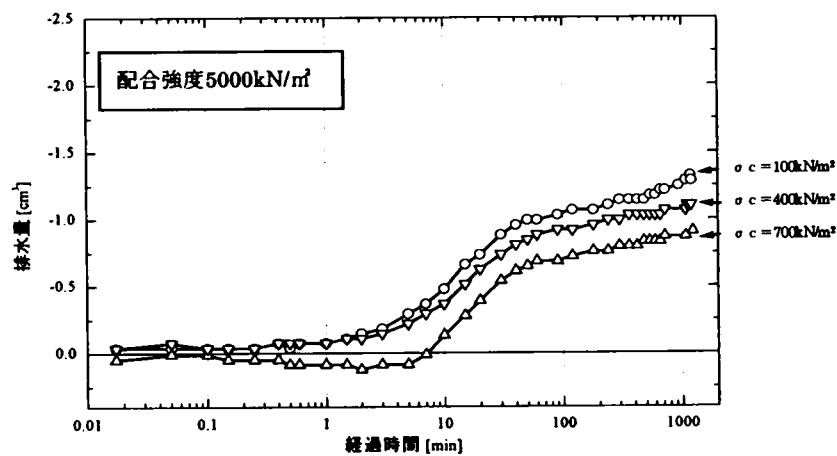


図5.2.1(c) 試験体50A経過時間—排水量関係

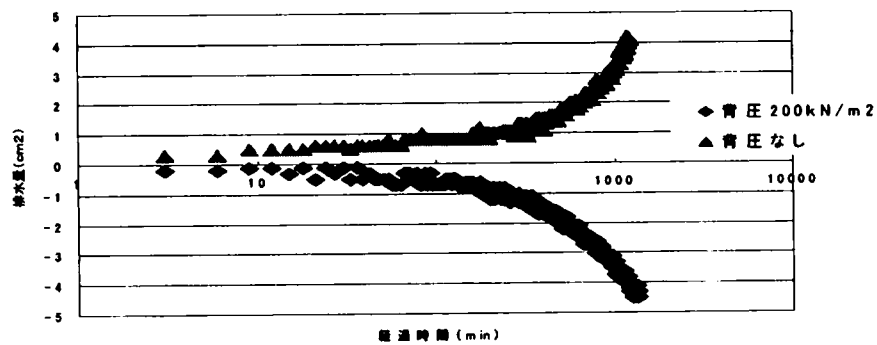


図5.2.2 背圧の有無による圧密過程における排水量の違い

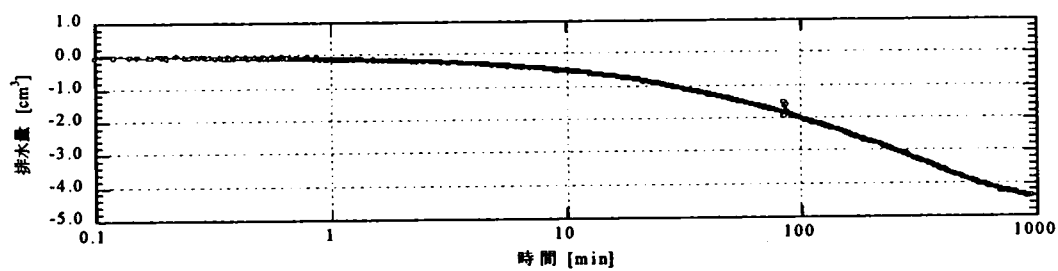


図5.2.3 予圧密過程での時間—排水量背圧の関係

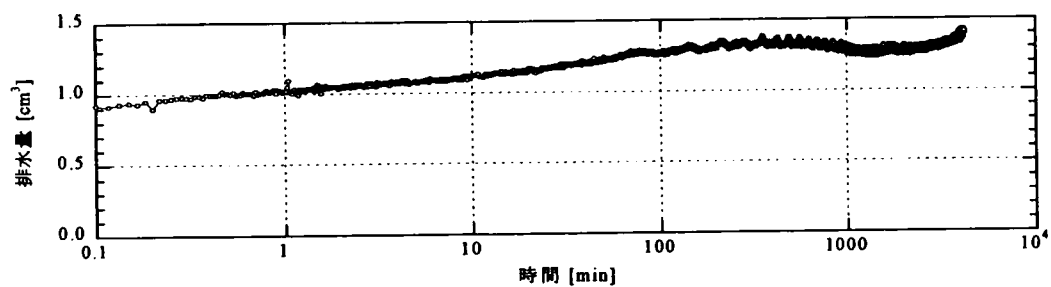


図5.2.4 圧密過程での時間—排水量の関係

(2) せん断過程

予備試験として、圧密過程で背圧の影響があることがわかったため、表 5.2.2 に示した配合 10 の試験体を用いてせん断試験を実施し、背圧の有無によるせん断過程に及ぼす影響を調べた。試験条件としては、表 5.2.3 で示したものと同様であり、側圧は 400 kN/m^2 とし、背圧 0 と背圧 200 kN/m^2 の場合で比較することとした。試験結果を図 5.2.5 に示すが、応力—ひずみ関係に両試験の違いはほとんどみられない。

本試験の結果を試験体 No. ごとに主応力差—偏差ひずみ関係、体積ひずみ—偏差ひずみ関係を図 5.2.6～図 5.2.10 に示す。また、試験体 20A、30B の試験終了後の破壊状況を写真 5.2.1～写真 5.2.3 に示す。

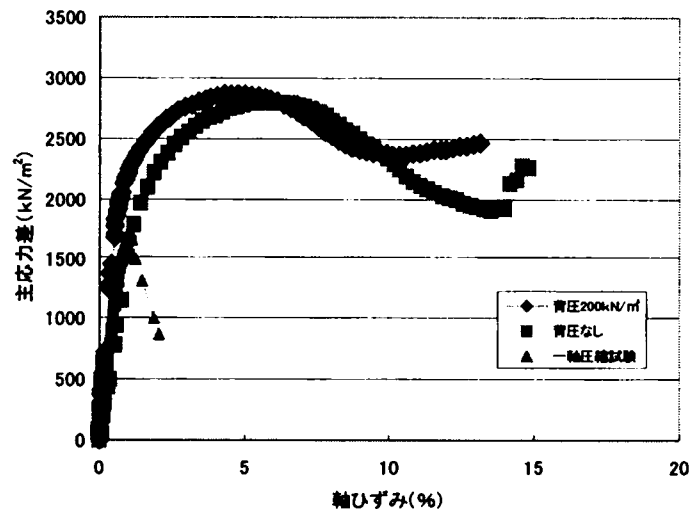


図5.2.5 背圧の違いによる応力—ひずみ関係

これらの結果より応力—ひずみ関係については以下のことが言える。

- ① 一軸圧縮強度の低い試験体 20A、20B においては、ピークが明確に現れない正規圧密粘土のような特性があり、ピーク強度が側圧の大きさに従って増大し、ピーク強度が発揮されるひずみレベルも側圧の増大とともに 10% 近くまで大きくなる。
- ② 一軸圧縮強度が試験体 30A、30B、50A と大きくなるに従って過圧密粘土のような特性が顕著となり、ピークが明確に現れる。また、ピーク強度、ピーク強度が発揮されるひずみレベルも側圧の増大の影響を受けにくくなり、50A では一軸圧縮試験の結果とほとんど変わらない。
- ③ 残留強度については、一軸圧縮強度が試験体 30A、30B、50A と大きくなるに従ってピーク強度からの低下の程度は大きくなるが、いずれの試験においても 10% 以上の大きなひずみレベルまで残留強度を発揮する。残留強度の大きさは側圧が大きいほど増大する。

また、ダイレイタンスー挙動については以下のことが言える。

- ① 一軸圧縮強度の低い試験体 20A、20B においては、側圧が大きい場合には体積が収縮し続ける正規圧密粘土のような特性があり、側圧が小さな場合には一度収縮したのち膨張に転じる過圧密粘土のような特性がみられる。
- ② 一軸圧縮強度の高い試験体 30A、30B、50A においては、いずれの側圧においても一度収縮したのち膨張に転じる過圧密粘土のような特性がみられる。その程度は、側

圧が小さいほど、一軸圧縮強度の高いほど顕著にみられ、50A の側圧 700 kN/m² の試験においては 14% もの体積膨張がみられる。

これらの現象を定量的に把握するため、一軸圧縮強度 q_u で正規化した側圧 σ_c とピーク強度 q_{max} 、残留強度 q_{res} との関係を図 5.2.11 に示す。図 5.2.11 より以下のことがわかる。

- ① ピーク強度 q_{max} については、一軸圧縮強度の 10% 程度までの側圧では一軸圧縮強度とほとんど同じであるが、一軸圧縮強度の 10% を超える側圧が作用すると大きくなり始め、一軸圧縮強度の 50% の側圧が作用する場合には、一軸圧縮強度の 2 倍以上と飛躍的に増大する。
- ② 残留強度 q_{res} については、一軸圧縮強度の 10% 以下の側圧でも一軸圧縮強度の 50% 近くの強度を示し、20% の側圧が作用すると、ほぼ一軸圧縮強度と同等の強度を発揮する。

また、主応力差－偏差ひずみ関係、体積ひずみ－偏差ひずみ関係から後述する式(5.3.29)、式(5.3.31)、式(5.3.32)を用いてヤング率 E およびポアソン比 ν を算出すると表 5.2.4 の通りとなる。

ヤング率 E およびポアソン比 ν とも側圧の影響は明確でないが、一軸圧縮強度による影響は大きく、ヤング率 E は一軸圧縮強度が大きくなるほど大きくなり、ポアソン比 ν は一軸圧縮強度が大きくなるほど小さくなることがわかる。

5. 2. 4 三軸圧縮試験結果と薄肉鋼管－ソイルセメント複合構造体の圧縮特性

3 章で述べたように薄肉鋼管－ソイルセメント複合構造体における一軸圧縮強度 2000～5000 kN/m² のソイルセメント（ほぼ三軸圧縮試験の試験体 20A, 20B, 30A, 30B に対応する）の応力－ひずみ関係には、以下のような特徴があることがわかっている。

- ① 初期の変形係数は、一軸圧縮強度が高いほど大きくなるが、拘束による影響はない。
- ② 圧縮強度が一軸圧縮強度の 120～150% に増加し、増加の程度は一軸圧縮強度が高いほど大きくなる。
- ③ 圧縮強度発生時のひずみおよび破壊ひずみは、無拘束の場合に比べて 3～4 倍と飛躍的に増大する。
- ④ 軸ひずみ 0.4～0.6% では一軸圧縮強度が低いほど大きな拘束圧が発生し、軸ひずみ 0.8～1.2% では逆に一軸圧縮強度が高いほど大きな拘束圧が発生する。

これらの特徴は、三軸圧縮試験結果から以下のように説明できるものである。①については、図 5.2.6(a)～図 5.2.9(a)において初期勾配が一軸圧縮強度が高い試験体ほど大きくなり、拘束圧の違いが初期勾配に影響していない。②については、図 5.2.11 に示すように側圧が一軸圧縮強度の 10～30% のときに、ピーク強度が一軸圧縮強度の 120～150% に増加している。また、強度増加の程度が一軸圧縮強度が高いほど大きくなるのは、図 5.2.6(b)～図 5.2.9(b)において偏差ひずみ 1% 程度から一軸圧縮強度が高い試験体ほど正のダイレイタン

シーが大きくなり、拘束圧が増加する。③については、図5.2.6(a)～図5.2.9(a)からピーク強度発生時の偏差ひずみは、一軸圧縮強度の低い試験体で6%以上、一軸圧縮強度の高い試験体で2%以上、残留強度発生時の偏差ひずみは一軸圧縮強度にかかわらず10%以上となり、いずれも無拘束の試験より飛躍的に増大している。④については、図5.2.6(b)～図5.2.9(b)において一軸圧縮強度が高いほど正のダイレイタンスーが大きくなっており、収縮から膨張に転ずる偏差ひずみが1%程度である。つまり、ソイルセメントのポアソン比は一軸圧縮強度が低いほど大きいため、小さな軸ひずみでは一軸圧縮強度が低いほど体積収縮量が小さくなり拘束圧は大きくなるが、軸ひずみが大きくなるに従い一軸圧縮強度が高いほど大きな正のダイレイタンスーが発生し、拘束圧が大きくなると考えられる。

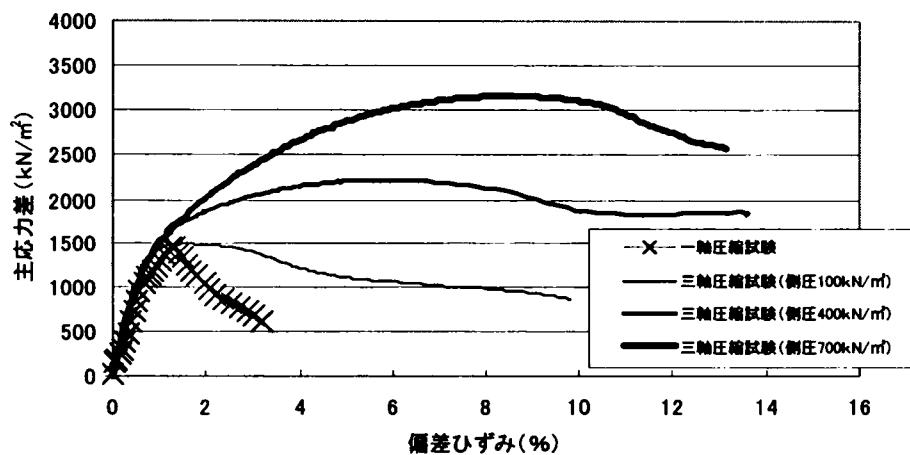


図5.2.6(a) 主応力差－偏差ひずみ関係(試験体20A)

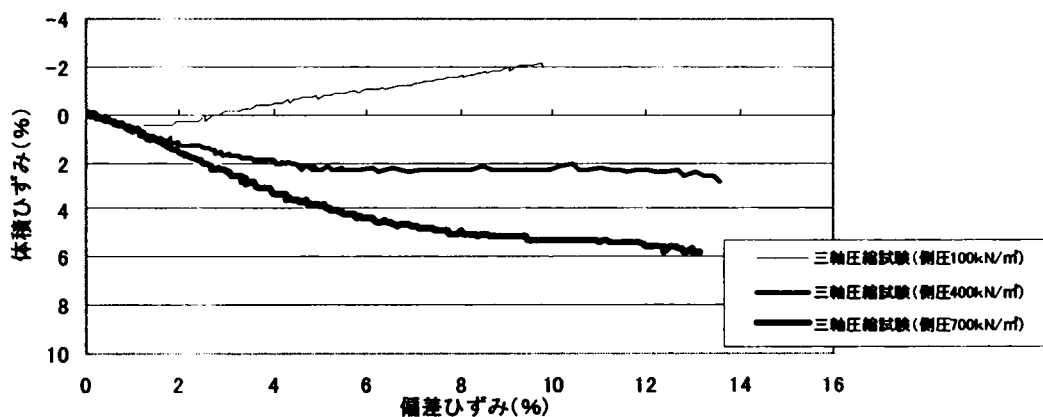


図5.2.6(b) 体積ひずみ－偏差ひずみ関係(試験体20A)

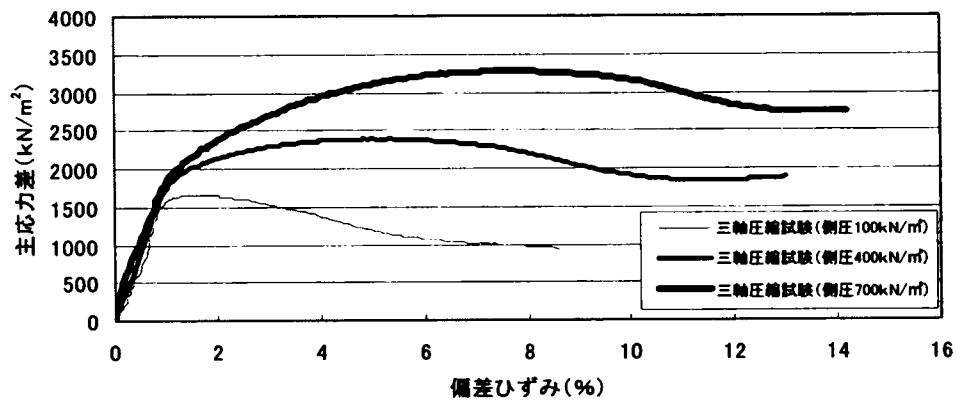


図 5.2.7(a) 主応力差－偏差ひずみ関係(試験体 20B)

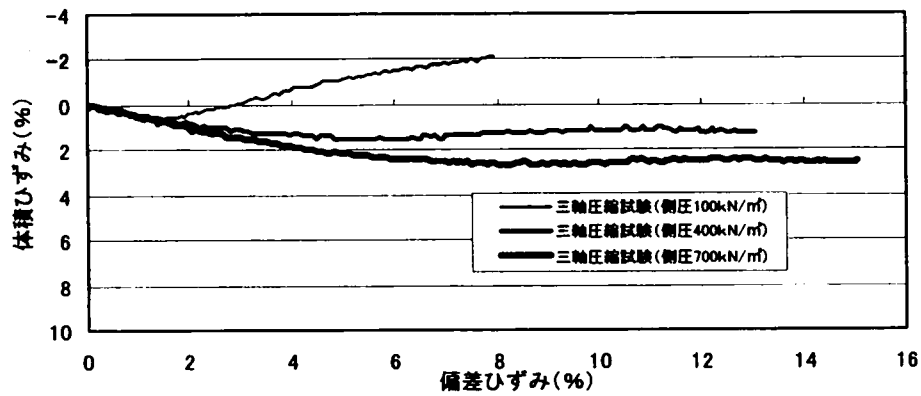


図 5.2.7(b) 体積ひずみ－偏差ひずみ関係(試験体 20B)

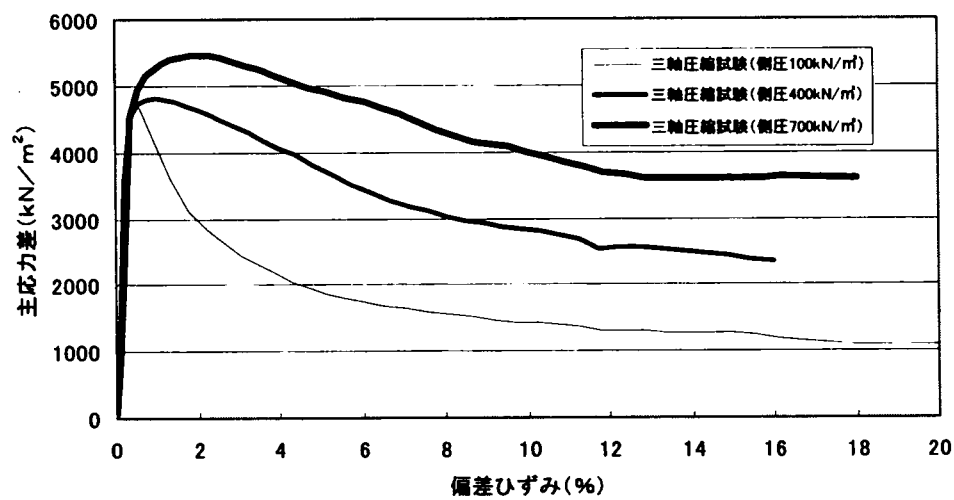


図 5.2.8(a) 主応力差－偏差ひずみ関係(試験体 30A)

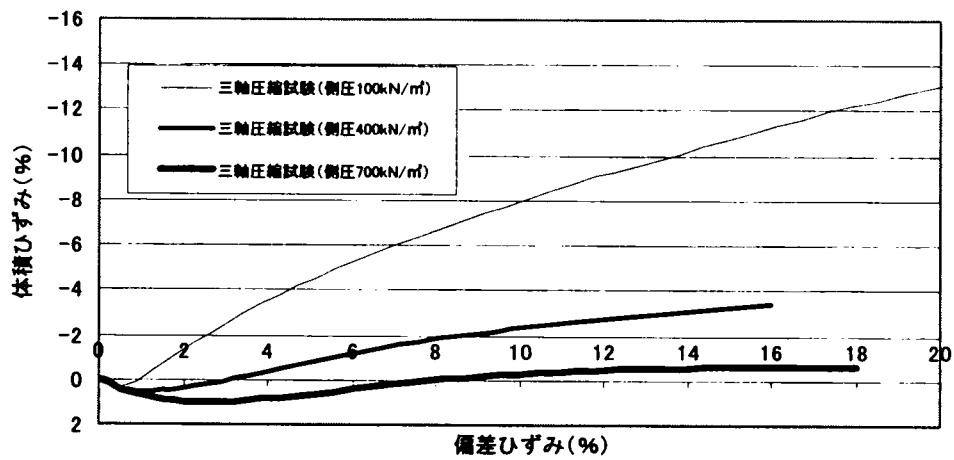


図 5.2.8(b) 体積ひずみ－偏差ひずみ関係(試験体 30A)

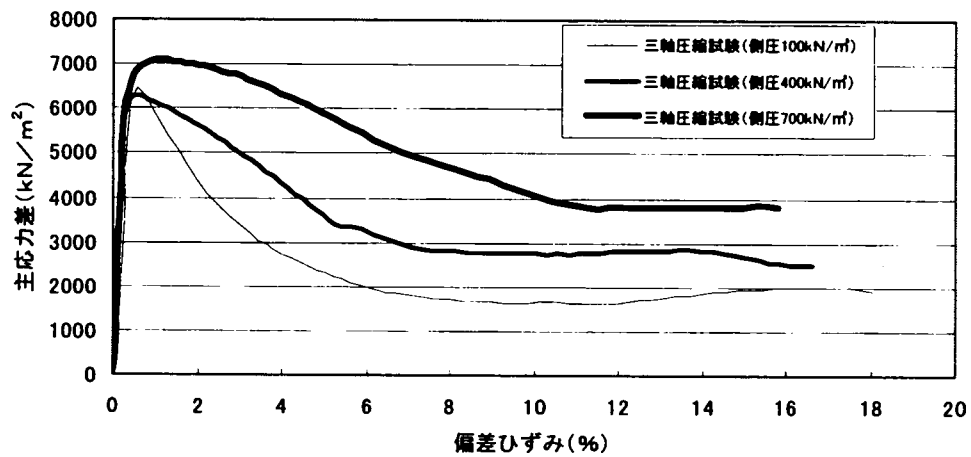


図 5.2.9(a) 主応力差－偏差ひずみ関係(試験体 30B)

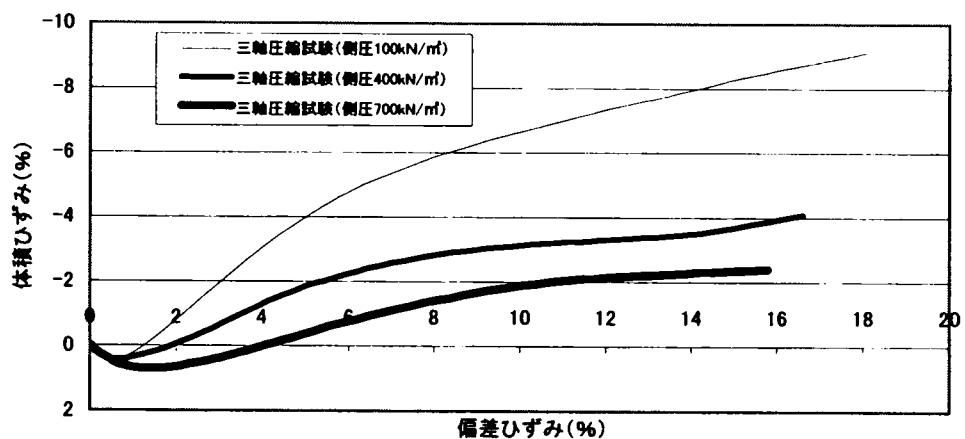


図 5.2.9(b) 体積ひずみ－偏差ひずみ関係(試験体 30B)

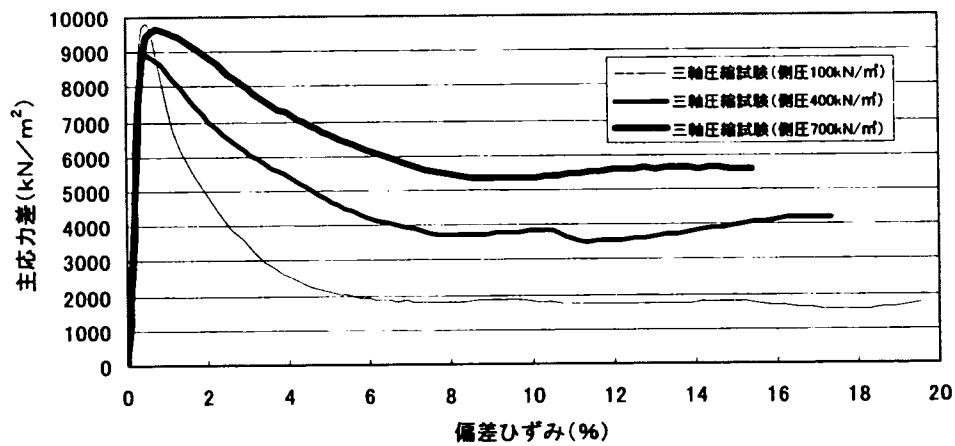


図 5.2.10(a) 主応力差－偏差ひずみ関係(試験体 50A)

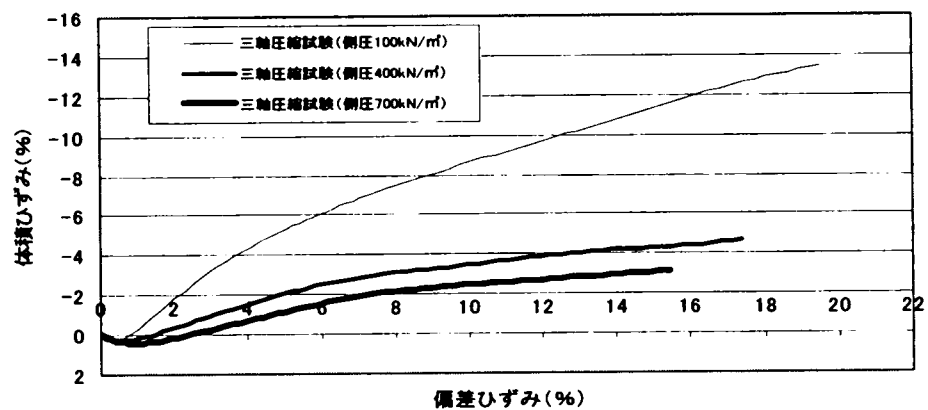


図 5.2.10(b) 体積ひずみ－偏差ひずみ関係(試験体 50A)

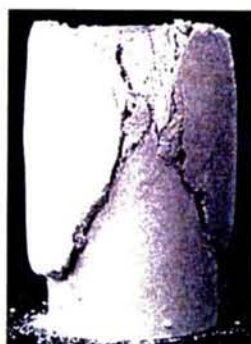
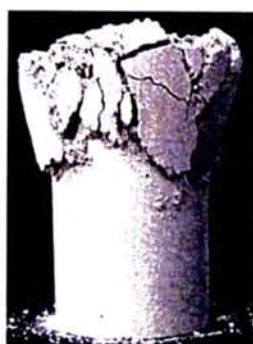
表 5.2.4(a) 三軸圧縮試験から求めた
ヤング係数 E

側圧	σ_3 =100kN/m ²	σ_3 =400kN/m ²	σ_3 =700kN/m ²
20A	1.63	1.60	1.74
20B	1.17	1.55	1.79
30A	16.2	15.1	13.9
30B	16.3	18.0	18.0
50A	21.7	23.5	17.8

[$\times 10^5 \text{kN/m}^2$]

表 5.2.4(b) 三軸圧縮試験から求めた
ポアソン比 ν

側圧	σ_3 =100kN/m ²	σ_3 =400kN/m ²	σ_3 =700kN/m ²
20A	0.28	0.28	0.28
20B	0.29	0.32	0.21
30A	0.08	0.13	0.22
30B	0.12	0.09	0.11
50A	0.17	0.22	0.22



側圧 100kN/m²

側圧 400kN/m²

側圧 700kN/m²

写真 5.2.1 三軸圧縮試験後の試験体の破壊状況（試験体 30B）

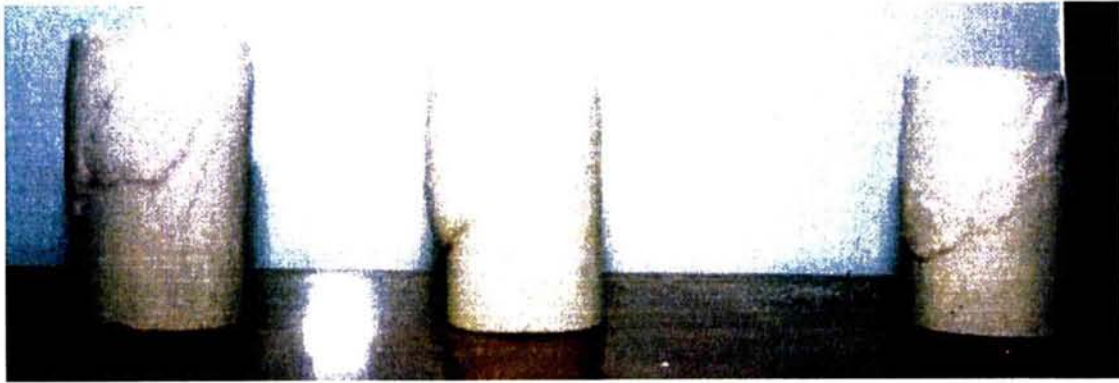


側圧 100kN/m²

側圧 400kN/m²

側圧 700kN/m²

写真 5.2.2 三軸圧縮試験後の試験体の破壊状況（試験体 20A）



側圧 100kN/m²

側圧 400kN/m²

側圧 700kN/m²

写真 5.2.3 三軸圧縮試験後の試験体の破壊状況（試験体 20B）

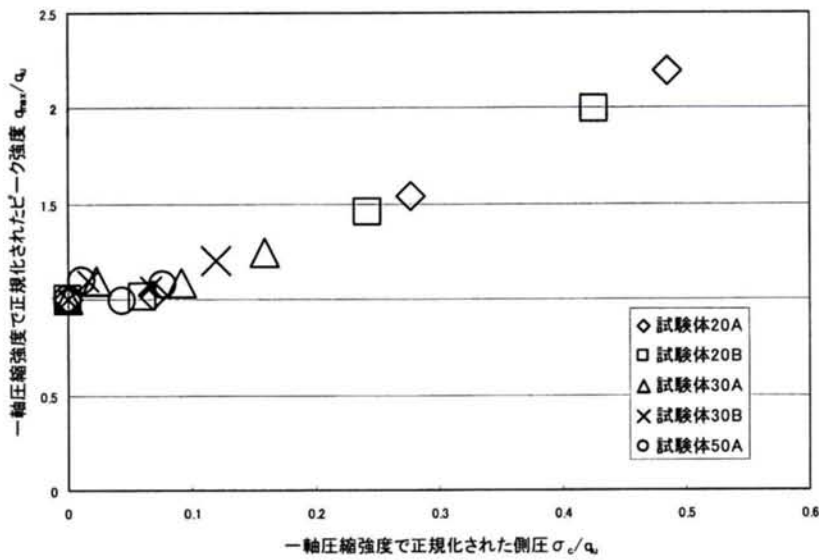


図 5.2.11(a) 一軸圧縮強度で正規化した側圧－ピーク強度関係

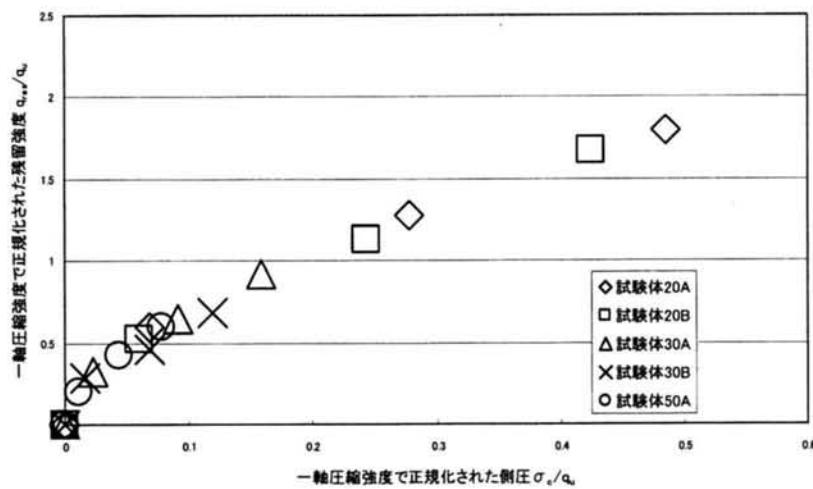


図 5.2.11(b) 一軸圧縮強度で正規化した側圧－残留強度関係

5. 3 ソイルセメントの弾塑性構成式

5. 3. 1 概説

すべての物体は、力を受けるとなんらかの変形を生じる。このような物体の外力に対する変形の違い(応力とひずみの関係)を力学の範疇で示したものが構成式である。

地盤材料の構成式に関する研究は1960年代に入ってから多くの研究者たちによって盛んに行われるようになった。まず、従来の構成式に関する研究について述べた後、本研究において用いる足立・岡のひずみ軟化型弾塑性構成式の誘導およびその材料定数の決定法について述べる。また、これまでに提案されてきた本構成式の発展モデルを概観する。

5. 3. 2 地盤材料の構成式に関する研究

地盤材料の構成式に関する研究は1960年代に入ってから盛んに行われるようになり、それらの手法は、以下の二つに大別できる。

◆微視的なアプローチから構成された理論によるもの

地盤材料を粒状体と見なして粒子間接点における摩擦力に着目した研究であり、特に砂質土に対して高い有効性が示され、現在も数多くのモデルが提案されている。代表的なものとして、Rowe¹⁹⁾による研究が挙げられる。これは、応力-ダイレイタンスー関係を提示しており、後には粘性土の研究に対しても多大な影響を与えたものである。

◆巨視的なアプローチから構成された理論によるもの

本質的に不連続体である土を連続体と理想化して、金属材料などの材料分野で発達した弾塑性理論を適用したものであり、地盤材料に対する構成式の研究の本流を形成している。Roscoe et al.²⁰⁾は、状態境界曲面 (state boundary surface) や限界状態 (critical state) の概念を確立し、関連流れ則に基づく弾塑性モデル、すなわち Cam-Clay model を完成させた。このモデルは、粘土のせん断・圧密挙動を統一的に説明しうる画期的なものであり、その後の土の弾塑性モデルの基本となっている。その後確立された、足立・岡モデル⁶⁾の構成式はこの流れを汲むものである。

5. 3. 3 足立・岡のひずみ軟化型弾塑性構成式の特徴

ひずみ軟化材料の代表とも言える軟岩は、これまで土質力学からのアプローチが乏しい状況にあったが、足立・小川²¹⁾は軟岩の三軸圧縮試験を数多く行い、軟岩の圧密・せん断特性について土質力学の見地から統一的に論じた。その後、粘性土等で培われた土質力学の手法を援用するなどして、軟岩の構成式に関する研究が活発に行われるようになった。軟岩の特徴としては、ひずみ硬化-軟化型の応力-ひずみ関係を呈し、かつ、ひずみ軟化に伴い正のダイレイタンスーが顕著に現れることが挙げられる。軟岩に限らずひずみ硬化

－軟化型の構成式はいくつか提案されてきたが、これらを有限要素法等の数値解析に適用した場合、ひずみ軟化時に剛性マトリックスが負値をとる場合が多く、境界値問題への適用は難しかった²²⁾²³⁾²⁴⁾²⁵⁾。

しかし、足立・岡⁶⁾は降伏関数を応力履歴テンソルで規定した新たな発想の構成式を提案しこの問題を解決した。以下にその構成式における考え方を示す。

本研究で用いる足立・岡のひずみ軟化型弾塑性構成式では、ひずみ軟化現象を変形の局所化と材料自体の軟化双方に起因するものとする。そこで、材料強度の発現を摩擦力による成分と、粘着力やセメンテーションによる内部構造の成分とから成るものとし、せん断過程を後者による強度成分が失われ、前者による強度成分が増大する過程としてとらえる。本構成式は、さらに Valanis²⁶⁾の Endochronic 理論に基づいて、応力履歴テンソルと呼ばれる新たな状態量を提示し、これを硬化のみを示す摩擦成分に対応づけた。

本構成モデルにおける降伏関数はひずみの関数で、単調増加するひずみ硬化－軟化パラメータと応力履歴テンソルによって定義されるため、従来の弾塑性モデルをひずみ軟化領域に拡張するときのような降伏面の縮小が生じない。そのため、有限要素解析に用いる場合、その解析アルゴリズムが極めて安定で容易なものとなりえる。

さらに、このモデルは、その極限としてひずみ硬化のみの場合の応力－ひずみ関係を表現することができ、また、解の一意性の条件を満たしているために有限要素法での取り扱いが容易であることがその特長である。

また、足立・岡のひずみ軟化型弾塑性構成式は、軟岩に対するその適用性が既に示されている²⁷⁾。

5. 3. 4 足立・岡のひずみ軟化型弾塑性構成式

(1) 構成式の誘導

足立・岡は、図5.3.1に示すように、材料強度の発現が摩擦によるものとそれ以外の粘着力、セメンテーションや粒子のかみあわせなどによるものの2つから成っていると考えることによって、ひずみ軟化現象をとらえた。そして、ひずみ硬化－軟化型構成式において重要な役割を果たす、摩擦による強度成分を与える新たな状態量、応力履歴テンソル σ_{ij}^* を導入することで、以下のようにひずみ軟化型弾塑性構成式を誘導した。なお、本構成式は等方性材料を対象としている。

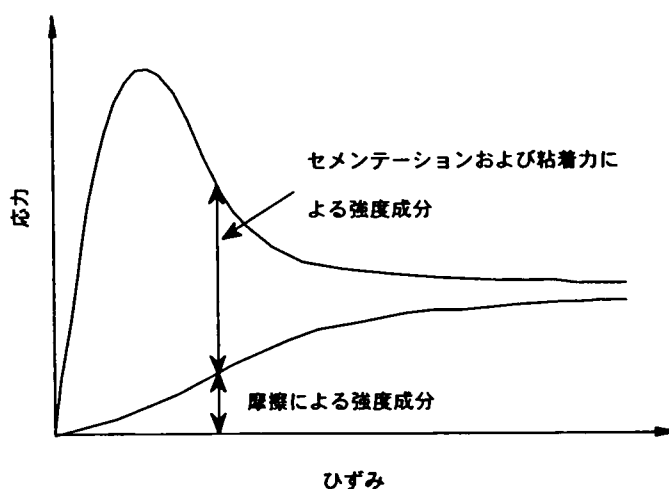


図5.3.1 ひずみ軟化現象の捉え方

①固有ひずみ測度 z と応力履歴テンソル σ_{ij}^*

応力履歴テンソル σ_{ij}^* の導入に必要な固有ひずみ測度 z の増分 dz とを次式で定義する.

$$dz = Q_{ijkl} d\varepsilon_{ij} d\varepsilon_{kl} \quad (5.3.1)$$

ここに, Q_{ijkl} は一般に4階のテンソルであるが, 以下に誘導する構成式では等方性材料を対象としていることから, 等方テンソルと仮定する. なお, Q_{ijkl} は材料に固有のものである. ここでは, 以下のような偏差ひずみ増分 de_{ij} の不変量を採用する.

$$dz = (de_{ij} de_{ij})^{1/2} \quad (5.3.2)$$

また, 応力履歴テンソル σ_{ij}^* を次式で導入する.

$$\sigma_{ij}^* = \int_0^z K(z - z') \sigma_{ij}'(z') dz' \quad (5.3.3)$$

式(5.3.3)における $K(z)$ は, 連続有界な関数で核関数と呼ばれる. また

$$\frac{\partial K}{\partial z} < 0 \quad (5.3.4)$$

とする. ここで K はスカラー量と仮定すれば, 応力履歴テンソル σ_{ij}^* は, より過去の応力の値ほど影響が小さくなるという, 減退記憶の原理を満足する.

軟岩に対する核関数 $K(z)$ として式(5.3.5)の指数関数を採用すると, 応力履歴テンソル σ_{ij}^* は式(5.3.6)のようになる.

$$K(z) = \exp(-z/\tau) \quad (5.3.5)$$

$$\sigma_{ij}^* = \sigma_{ij}'(0) + \frac{1}{\tau} \int_0^z \exp(-(z - z')/\tau) (\sigma_{ij}'(z') - \sigma_{ij}'(0)) dz' \quad (5.3.6)$$

ここに, τ は応力履歴パラメータと呼ばれる材料定数であり, 過去の応力の影響度合, つまりひずみ軟化の度合を表すパラメータである. τ の値が小さいほど, 現在の応力 σ_{ij}' に対する過去の応力の影響が小さいことになり, 応力履歴テンソル σ_{ij}^* の発現の遅れは減少する.

②ひずみ増分と流動則

全ひずみ増分テンソル $d\epsilon_{ij}$ は弾性ひずみ増分テンソル $d\epsilon_{ij}^e$ と塑性ひずみ増分テンソル $d\epsilon_{ij}^p$ の和であると仮定する.

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \quad (5.3.7)$$

等方線形弾性体と仮定すれば, 弾性ひずみ増分テンソル $d\epsilon_{ij}^e$ は次式で与えられる.

$$d\epsilon_{ij}^e = ds_{ij}/2G + d\sigma_m \delta_{ij}/3K \quad (5.3.8)$$

s_{ij} は偏差応力テンソル, σ_m は平均有効応力, G はせん断弾性係数, K は体積弾性係数である. δ_{ij} はクロネッカーのデルタであり, 意味するところは以下である.

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1 & (i = j) \\ 0 & (i \neq j) \end{cases} \quad (5.3.9)$$

一方, 塑性ひずみ増分 $d\epsilon_{ij}^p$ は, 塑性ポテンシャル関数 f_p と降伏関数 f_y が異なる, いわゆる非関連流れ則に基づいて次式で与えられると仮定する.

$$d\epsilon_{ij}^p = H \frac{\partial f_p}{\partial \sigma_{ij}} df_y \quad (5.3.10)$$

③降伏関数

降伏関数 f_y は現在の応力には直接依存せず, 応力履歴テンソル σ_{ij}^* とひずみ硬化パラメータ κ のみの関数として次式で表されたとする.

$$f_y = \eta^* - \kappa = 0 \quad (5.3.11)$$

負荷基準は次のように与えられる.

$$\text{負荷} : f_y = 0 \text{ で, } df_y = \left(\partial f_y / \partial \sigma_{ij}^* \right) d\sigma_{ij}^* > 0 \text{ のとき, } d\epsilon_{ij}^p \neq 0$$

$$\text{中立負荷： } f_y = 0 \text{ で, } df_y = 0 \text{ のとき, } d\varepsilon_{ij}^p = 0 \quad (5.3.12)$$

$$\text{除荷： } f_y = 0 \text{ で, } df_y < 0 \text{ のとき, } d\varepsilon_{ij}^p = 0$$

なお、応力履歴比 η^* は応力履歴テンソルの不変量で次式のように定義される。

$$\eta^* = (s_{ij}^* s_{ij}^* / \sigma_m^{*2})^{1/2} \quad (5.3.13)$$

s_{ij}^* は応力履歴テンソルの偏差成分、 σ_m^* はその等方成分である。

④ ひずみ硬化－軟化パラメータ κ

式のひずみ硬化－軟化パラメータ κ の発展式は次式で表される。

$$d\kappa = \frac{G'(M_f^* - \kappa)^2}{M_f^{*2}} d\gamma^p \quad (5.3.14)$$

$$d\gamma^p = (de_{ij}^p de_{ij}^p)^{1/2} \quad (5.3.15)$$

ここに、 M_f^* は残留状態の η^* の値であり、 G' は双曲線型ひずみ硬化関数の初期接線勾配である。

なお、ひずみ硬化－軟化パラメータ κ は単調増加関数であり(連続载荷条件では常に $d\gamma^p \geq 0$ であるから、 $d\kappa \geq 0$)、その極限では M_f^* に漸近する。すなわち、式(5.3.11)から、残留状態での応力履歴比が M_f^* で与えられる。

⑤ 塑性ポテンシャル関数 f_p と過圧密境界面 f_b

まず、塑性ポテンシャル関数

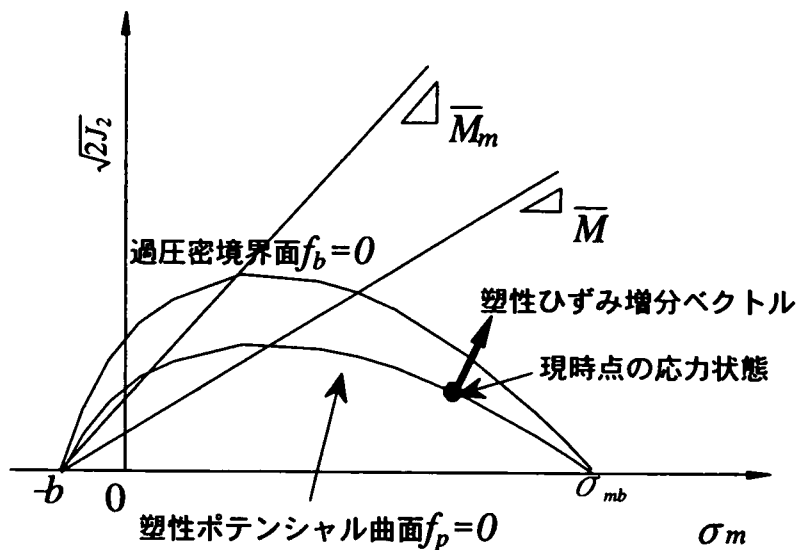


図5.3.2 過圧密境界面と塑性ポテンシャル面

f_p の変化し得る限界を規定する過圧密境界面 f_b (図5.3.2参照)を次式で導入する. なお, 過圧密境界面 f_b は, その内側 ($f_b < 0$) では過圧密的挙動を, 外側 ($f_b \geq 0$) では正規圧密的挙動をするという境界を与えるものである.

$$f_b = \bar{\eta} + \bar{M}_m \ln \left(\frac{\sigma_m + b}{\sigma_{mb} + b} \right) = 0 \quad (5.3.16)$$

ここに, $\bar{\eta}$ は次式で与えられる応力比である.

$$\bar{\eta} = [s_{ij}s_{ij}/(\sigma_m + b)^2]^{1/2} \quad (5.3.17)$$

\bar{M}_m は過圧密境界面パラメータ, b , σ_{mb} は塑性ポテンシャルパラメータと呼ばれる材料パラメータで, これらは, 図5.3.2に示す材料構造を表現するための数学的パラメータである.

次に, 塑性ポテンシャル関数 f_p を次式で与える.

$$f_p = \bar{\eta} + \bar{M} \ln \left(\frac{\sigma_m + b}{\sigma_{mb} + b} \right) = 0 \quad (5.3.18)$$

過圧密境界面 f_b の導入により, 式(5.3.18)の \bar{M} は過圧密領域 ($f_b < 0$) においては,

$$\bar{M} = -\bar{\eta} / \ln[(\sigma_m + b)/(\sigma_{mb} + b)] \quad (5.3.19)$$

正規圧密領域 ($f_b \geq 0$) では,

$$\bar{M} = \bar{M}_m \quad (5.3.20)$$

とそれぞれ与えられる(図5.3.2参照).

⑥ひずみ硬化－軟化型弾塑性構成式

塑性載荷過程に対するPragerの適合条件より,

$$df_y = d(\eta^* - \kappa) = 0 \quad (5.3.21)$$

すなわち,

$$df_y = \frac{\partial \eta^*}{\partial \sigma_{ij}^*} d\sigma_{ij}^* - \frac{\partial \kappa}{\partial \varepsilon_{ij}^p} d\varepsilon_{ij}^p = 0 \quad (5.3.22)$$

となるから, 式(5.3.10)に代入して

$$H \frac{\partial \kappa}{\partial \varepsilon_{ij}^p} \frac{\partial f_p}{\partial \sigma'_{ij}} df_y = \frac{\partial \eta^*}{\partial \sigma_{mn}^*} d\sigma_{mn}^* \quad (5.3.23)$$

$$H df_y = \left(\frac{\partial \kappa}{\partial \varepsilon_{kl}^p} \frac{\partial f_p}{\partial \sigma'_{kl}} \right)^{-1} \frac{\partial \eta^*}{\partial \sigma_{mn}^*} d\sigma_{mn}^* \quad (5.3.24)$$

塑性ひずみ増分 $d\varepsilon_{ij}^p$ は, 式(5.3.24)を式(5.3.10)に代入して, 次式となる.

$$d\varepsilon_{ij}^p = \left(\frac{\partial \kappa}{\partial \varepsilon_{kl}^p} \frac{\partial f_p}{\partial \sigma'_{kl}} \right)^{-1} \frac{\partial f_p}{\partial \sigma'_{ij}} \frac{\partial \eta^*}{\partial \sigma_{mn}^*} d\sigma_{mn}^* \quad (5.3.25)$$

結局, 次式が得られる.

$$d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \left[\frac{\bar{\eta}_{ij}}{\bar{\eta}} + (\bar{M} - \bar{\eta}) \frac{\delta_{ij}}{3} \right] \left[\frac{\eta_{kl}^*}{\eta^*} - \eta^* \frac{\delta_{kl}}{3} \right] \frac{d\sigma_{kl}^*}{\sigma_m^*} \quad (5.3.26)$$

ただし,

$$\Lambda = \frac{M_f^{*2}}{G' (M_f^* - \eta^*)^2} \quad (5.3.27)$$

したがって, ひずみ軟化型弾塑性構成式は式(5.3.7), (5.3.8), (5.3.26)を用いることで導かれる.

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{ds_{ij}}{2G} + \frac{d\sigma_m \delta_{ij}}{3K} + A \left[\frac{\bar{\eta}_{ij}}{\bar{\eta}} + (\bar{M} - \bar{\eta}) \frac{\delta_{ij}}{3} \right] \left[\frac{\eta_{kl}^*}{\eta^*} - \eta^* \frac{\delta_{kl}}{3} \right] \frac{d\sigma_{kl}^*}{\sigma_m^*} \quad (5.3.28)$$

また、本構成式の含まれる材料定数をまとめると以下の8個である。

G : せん断弾性係数

K : 体積弾性係数

M_f^* , G' : ひずみ硬化－軟化パラメータ

b , σ_{mb} : 塑性ポテンシャルパラメータ

\bar{M}_m : 過圧密境界面パラメータ

τ : 応力履歴パラメータ

(2) 材料パラメータの決定方法

材料定数を決定するにあたって、 τ 以外の7個の材料定数は実験結果に基づいて直接求められるが、 τ は応力－ひずみ関係に対するカーブフィッティングにより求めなければならない。次に、各材料定数の決定法を述べる。

①弾性係数 G , K

せん断弾性係数 G とポアソン比 ν は、図5.3.3に示すように、三軸圧縮試験の結果から得られる軸差応力 q －偏差ひずみ e_{11} 曲線および体積ひずみ ν －偏差ひずみ e_{11} 曲線のそれぞれの初期接線勾配 $\Delta q / \Delta e_{11}$ と $\Delta \nu / \Delta e_{11}$ を用いて次式より求める。

$$G = \frac{d\sqrt{2J_2}}{2d\sqrt{2J_2'}} = \frac{\Delta q}{3\Delta e_{11}} \quad (5.3.29)$$

$$\sqrt{2J_2} = (s_{ij}s_{ij})^{1/2}, \quad \sqrt{2J_2'} = (e_{ij}e_{ij})^{1/2} \quad (5.3.30)$$

$$\nu = -\frac{d\varepsilon_y}{d\varepsilon_x} = \frac{\left(\frac{3}{2}\right) - \Delta \nu / \Delta e_{11}}{3 + \Delta \nu / \Delta e_{11}} \quad (5.3.31)$$

また、 G と ν が求められると、ヤング率 E および体積弾性係数 K は次式により与えられる。

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (5.3.32)$$

$$K = E/3(1 - 2\nu) \quad (5.3.33)$$

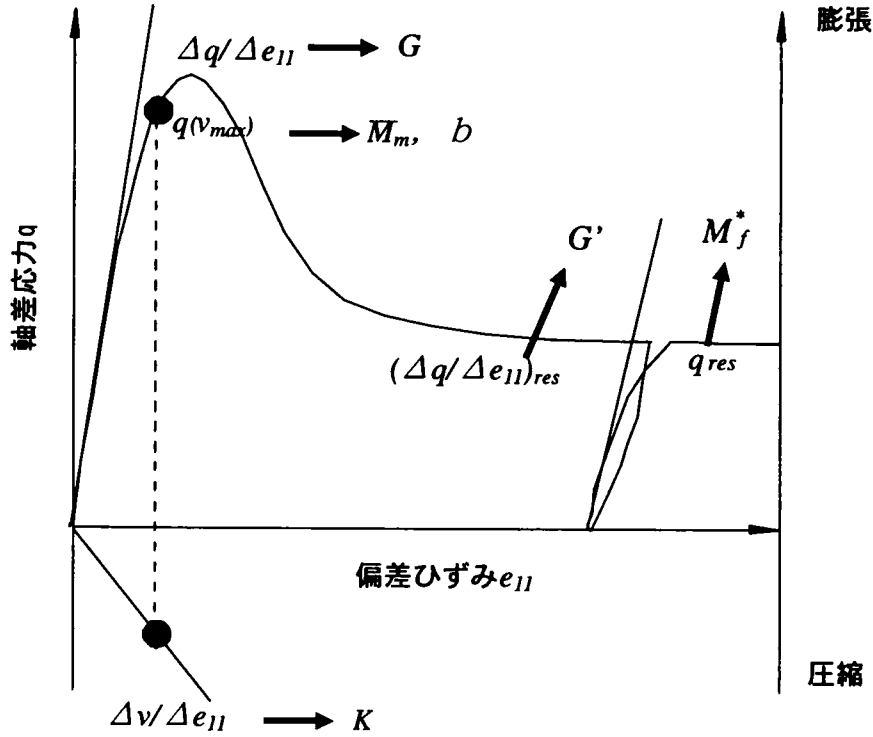


図5.3.3 材料定数の決定方法

② ひずみ硬化－軟化パラメータ M_f^* , G'

ひずみ硬化－軟化パラメータ M_f^* は、残留強度状態の η^* の値である。一方、 G' は $\tau = 0$ の場合、すなわち応力－ひずみ関係がひずみ硬化のみを呈する場合の初期接線勾配を用いて、 G と同様に式(5.3.29)から求められる。しかし、ひずみ硬化－軟化を呈する場合には図5.3.3に示すように一度軟化させた状態、すなわち残留状態において除荷させ、再載荷時の初期接線勾配を用いて求めることができる。

③ 塑性ポテンシャルパラメータ b , σ_{mb}

b は、引張強度に相当するが、最大の体積圧縮ひずみが発生するときの応力状態線によって推定できる。推定方法を、過圧密境界面パラメータ \bar{M}_m の決定法とともに図5.3.4に示す。

σ_{mb} は等方的な内部構造を反映する材料パラメータであり、圧密降伏応力に相当する値を用いる。なお、圧密降伏応力の物理的意味は、圧密降伏応力以下であれば等方応力による体積変化

が弾性的であると考えてよいが、それ以上の圧力に対しては、塑性的体積変化が卓越するようになるという遷移応力点を与えるというものである。

④ 過圧密境界面パラメータ \overline{M}_m

過圧密境界面パラメータ \overline{M}_m は、せん断過程において最大の体積圧縮ひずみが発生するときの応力状態における応力比 $\overline{\eta}$ の値である。なお、最大体積圧縮ひずみが発生しない場合は、体積圧縮ひずみが発生する他の拘束圧の試験データより推定を行う。この推定方法を、塑性ポテンシャルパラメータ b の決定法とともに図5.3.4に示す。

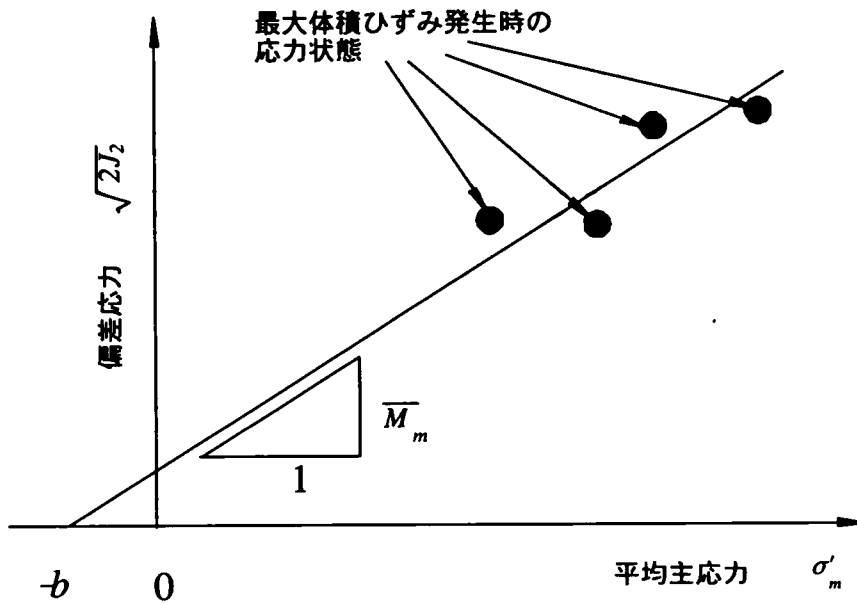


図5.3.4 \overline{M}_m と b の求め方

⑤ 応力履歴パラメータ τ

応力履歴パラメータ τ は、軸差応力 q - 偏差ひずみ e_{11} 曲線（または、せん断応力 $\tau \left(= (s_{ij}s_{ij})^{1/2} = \sqrt{2J_2} = \sqrt{3}\tau_{oct} \right)$ - せん断ひずみ $\gamma \left(= (e_{ij}e_{ij})^{1/2} \right)$ 曲線）における最大強度を表現できるようにカーブフィッティングにより決定する。

ここで、同構成式の特徴を簡単に説明するために、図5.3.5に排水三軸試験を例にとった模式図を示す。 $\tau \neq 0$ の場合にはひずみ硬化-軟化挙動を呈している。 q^* は応力履歴テンソル s_{ij}^* に対応する軸差応力である。 $(q - q^*)$ は初期に増加するが、ピーク後に減少に転じ最終的には0になる。しかし、 $\tau = 0$ の場合は q^* は q に一致してひずみ硬化挙動のみを呈するようになる。なお q^* は摩擦による強度成分、 $(q - q^*)$ は粘着力やセメンテーション等による強度成分とみなせる。

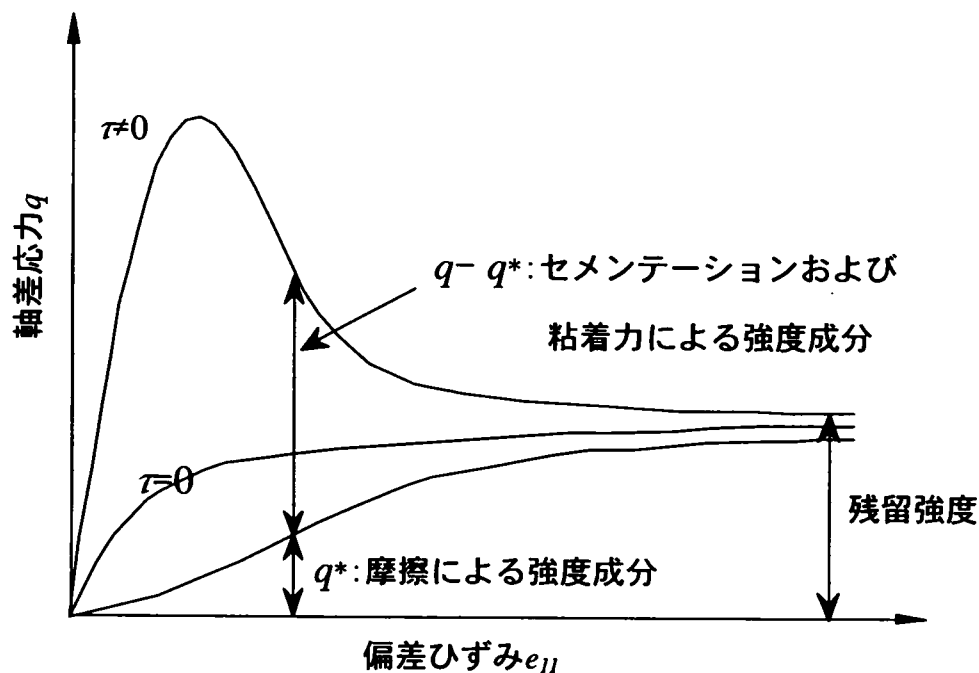


図5.3.5 排水三軸試験を例とした模式図

(3) 足立・岡のひずみ軟化型弾塑性構成式の発展モデル

これまでにこのモデルを基に様々な発展モデルが提案されている。その発展モデルの流れを表5.3.1にまとめた。

まず、上月²⁸⁾は、ある過圧密比の値を境に、ダイレイタンシーが正から負へと変化することに着目して、過圧密比をパラメータとして新たな塑性ポテンシャル関数を提示し、過圧密粘土の平均主応力一定排水三軸試験に対する適用性を検討した。

岡ら²⁹⁾核関数を変更することで、ピーク強度発生時の偏差ひずみの値を改善した。

また、若山³⁰⁾はダイレイタンシー挙動をより精密に表現するために、塑性ポテンシャル関数を改良し、各種軟岩に対して行われた側方拘束圧一定排水三軸試験結果に対する適用性の検討を行った。

上月²⁸⁾は、材料の損傷度合をひずみ測度に反映させることによって、応力履歴テンソルの物理的意味を明確にするとともに、ひずみ軟化の進展の度合を従来より緩やかなものに改善した。

岡ら³¹⁾は、高い拘束圧領域での適用性を向上させるために、塑性ポテンシャルパラメータ σ_{mb} が材料の構造劣化に伴って変化していくと考え、負のダイレイタンシーとひずみ軟化を伴う挙動を示す場合の表現を高めた。

本研究では時間依存性挙動については考慮していないが、時間依存性挙動を表現するために、同構成式を弾-粘塑性構成式に拡張したものとして以下のモデルが挙げられる。

足立・岡³²⁾は、応力履歴パラメータを時間測度に対する応力の遅延を表すパラメータであると考

え、時間測度を次式のように定義することによって弾-粘塑性構成式を提案し、凍結砂のひずみ速さ効果に対する適用性を検討した。

$$dz = \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0} \right)^a dt \quad (5.3.34)$$

Zhang³³⁾は、新たな時間測度を採用し、残留状態の応力履歴比を時間の減少関数として定式化することによって、ひずみ速さ効果、クリープ、応力緩和の時間依存性挙動全般を表現し得る構成式を誘導した。

さらに曾良岡³⁴⁾は、応力履歴比を新たに定義して時間依存性挙動への適用性を高めた。また供試体中に微量に含まれていると考えられる間隙気体相についての検討も行っている。

また小池³⁵⁾は、軟岩の時間依存特性を統一的に説明できる構成モデルを誘導するために、足立・岡の弾塑性モデルに新たに時間測度増分を定義することで、新しい弾-粘塑性構成式を誘導した。

表5.3.1 足立・岡モデルの発展モデル

弾塑性構成式		弾-粘塑性構成式
足立・岡 軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成式 上月 過圧密比を導入した塑性ポテンシャル関数の 提案 (平均主応力一定三軸圧縮試験に対する 適用性の改善)	1992	足立・岡 凍結砂のひずみ軟化型弾粘塑性構成式
岡ら 核関数の変更 (ピーク強度発生時の偏差ひず み量の改善)	1993	
若山 塑性ポテンシャル関数の改良 (ダイレイタン シー挙動の表現性の改善)		
上月 ひずみ速度に対する損傷の概念の導入 (ひず み軟化の進行度合の改善)	1994	
岡ら 塑性ポテンシャルパラメータによる材料の構 造劣化の表現 (高拘束圧条件下での適用性の 表現)		
	1995	Zhang 時間測度の改良 (ひずみ速さ効果, クリー プ, 応力緩和の同時表現) 曾良岡 応力履歴比およびひずみ硬化-軟化パラメ ータの改良
古池 塑性ポテンシャルパラメータによる材料の構 造劣化の表現 (残留状態の体積ひずみの挙動 の表現性の改善)	1996	
小池 過圧密比OCRを用いたひずみ硬化関数の導入 による軟化挙動の改善 材料の内部構造を考慮した塑性ポテンシャル パラメータの導入 (残留状態の体積ひずみお よび間隙水圧の挙動の表現性の改善)	1997	小池 時間測度の改良 (時間依存性挙動の統一的 表現)
古川 Boehlerの異方性理論の適用による塑性領域に おける固有異方性の導入	1999	

5. 4 三軸圧縮試験結果のシミュレーション

5.2.2に示したように三軸圧縮試験結果（主応力差－偏差ひずみ関係，体積ひずみ－偏差ひずみ関係）によれば，ソイルセメントの圧縮特性は，一軸圧縮強度の低いソイルセメントでは，正規圧密粘土のような特性があり，一軸圧縮強度の高いソイルセメントでは，過圧密粘土のような特性があることがわかった．

そこで，両方の特性を表現することができる足立・岡の弾塑性構成式でソイルセメントの三軸圧縮試験結果を再現することができるのではないかと考え，材料パラメータを決定し，三軸圧縮試験結果を再現した．

5. 4. 1 各材料パラメータの決定

(1) 弾性係数 G ， K

せん断弾性係数 G および体積弾性係数 K は，5.3.4(2)①に示すように主応力差－偏差ひずみ関係，体積ひずみ－偏差ひずみ関係の初期接線勾配より求められ，表5.4.1の通りとなる．

表5.4.1よりせん断弾性係数 G については，側圧の影響は明確ではないが，一軸圧縮強度が大きいほど大きくなる．体積弾性係数 K についても同様である．また，配合20と30，50の間には数値の大きな開きがある．

(2) ひずみ硬化－軟化パラメータ M_f^* ， G'

ひずみ硬化－軟化パラメータ M_f^* は，5.3.4(2)に示すように残留強度状態の応力比として求められる．また，ひずみ硬化－軟化パラメータ G' については，三軸圧縮試験において残留状態での除荷，再載荷を実施していないため直接求めることができない．そのため，軟化時の主応力差－偏差ひずみ関係を再現できるようにカーブフィッティングにより求めた．

それぞれの値は表5.4.2の通りとなるが，両パラメータとも側圧が大きいほど小さくなり，一軸圧縮強度が大きいほど大きくなる．

(3) 塑性ポテンシャルパラメータ b ， σ_{mb}

塑性ポテンシャルパラメータ b は，5.3.4(2)に示すように引張強度に相当し，最大の体積圧縮ひずみが発生するときの応力状態線によって推定できるが，今回の試験においては，一軸圧縮強度にかかわらず側圧を100kN/m²，400kN/m²，700kN/m²に固定したため一軸圧縮強度の大きな試験体では最大体積ひずみ発生時の応力状態での平均主応力に差がなくなり，近似した応力状態線の切片 b の誤差が大きくなった．そこで， $b = 0$ を初期値として，体積ひずみ－偏差ひずみ関係を再現できるように調整した．

σ_{mb} は，圧密降伏応力に相当するため，等方圧密試験を配合30について実施し，その値

を目安にして一軸圧縮強度に従い調整した。等方圧密試験の結果を図5.4.1に示す。それぞれの値は表5.4.3の通りとなるが、両パラメータとも、側圧の影響は明確ではないが、一軸圧縮強度が大きいほど大きくなる。これは、一軸圧縮強度が大きいほど引張強度、圧密降伏応力が大きくなることと一致する。

(4) 過圧密境界面パラメータ \bar{M}_m

過圧密境界面パラメータ \bar{M}_m は、5.3.4(2)に示すように最大の体積圧縮ひずみが発生する応力状態での応力比として求められる。今回の試験においては、一軸圧縮強度にかかわらず側圧を100kN/m²、400kN/m²、700kN/m²に固定したため一軸圧縮強度の大きな試験体では最大体積ひずみ発生時の応力状態での平均主応力に差がなくなり、近似した応力状態線の傾き \bar{M}_m の誤差が大きくなった。そこで、試験体20A、20Bでは試験結果をもとに決定したが、30A、30B、50Aでは M_f^* を上限として体積ひずみ－偏差ひずみ関係を再現できるように調整した。 \bar{M}_m の値は表5.4.4の通りとなるが、一軸圧縮強度が大きいほど大きくなる。

(5) 応力履歴パラメータ τ

応力履歴パラメータ τ は、5.3.4(5)に示すように主応力差－偏差ひずみ関係における最大強度を表現できるようにカーブフィッティングにより決定した。その値は表5.4.5の通りとなるが、側圧が大きいほど大きくなり、一軸圧縮強度が大きいほど小さくなる。これは、側圧が大きくなるほどピーク強度を発生するひずみが大きくなり、一軸圧縮強度が大きいほどピーク強度を発生するひずみが小さくなることによるものである。

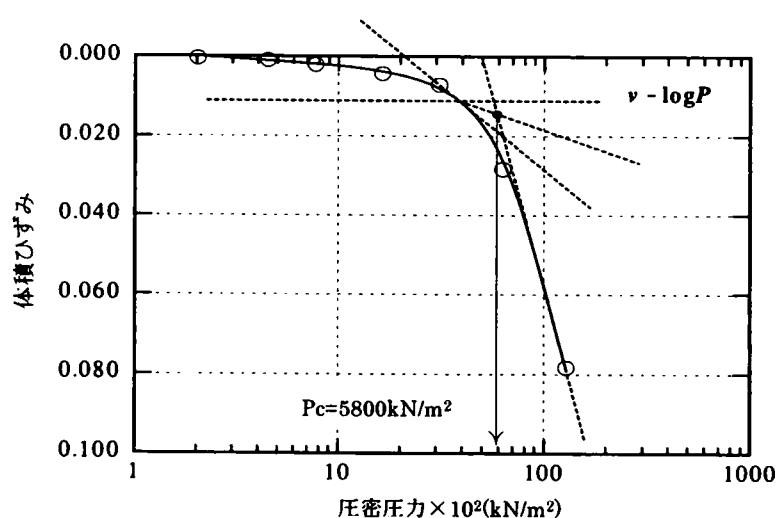


図5.4.1 等方圧密試験結果による σ_{mb} の推定(配合30)

表 5.4.1(a)三軸圧縮試験から求めたせん断弾性係数 G

側圧	$\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 400 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 700 \text{ kN/m}^2$
20A	0.634	0.624	0.679
20B	0.455	0.588	0.742
30A	7.79	7.08	6.28
30B	7.26	8.24	8.09
50A	9.31	9.61	7.29

$[\times 10^5 \text{ kN/m}^2]$

表 5.4.1(b) 三軸圧縮試験から求めた体積弾性係数 K

側圧	$\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 400 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 700 \text{ kN/m}^2$
20A	1.25	1.20	1.34
20B	0.92	1.44	1.02
30A	5.86	5.78	5.86
30B	7.14	7.34	7.77
50A	10.8	14.0	10.7

$[\times 10^5 \text{ kN/m}^2]$

表 5.4.2(a) 三軸圧縮試験から求めたひずみ硬化—軟化パラメータ M^*_f

側圧	$\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 400 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 700 \text{ kN/m}^2$
20A	1.807	1.475	1.345
20B	1.815	1.484	1.386
30A	2.042	1.729	1.620
30B	2.114	1.652	1.610
50A	2.086	1.904	1.772

表 5.4.2(b) 三軸圧縮試験から求めたひずみ硬化—軟化パラメータ G'

側圧	$\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 400 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 700 \text{ kN/m}^2$
20A	0.58	0.10	0.04
20B	0.76	0.25	0.06
30A	2.32	0.30	0.18
30B	3.40	0.55	0.30
50A	6.50	1.13	0.66

表 5.4.3(a) 三軸圧縮試験から求めた塑性ポテンシャルパラメータ b

側圧	$\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 400 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 700 \text{ kN/m}^2$
20A	5.0	7.0	15.0
20B	5.0	5.0	7.0
30A	3.4	3.0	2.2
30B	7.0	7.0	2.0
50A	8.0	19.0	15.0

$[\times 10^2 \text{ kN/m}^2]$

表 5.4.3(b) 三軸圧縮試験から求めた塑性ポテンシャルパラメータ σ_{mb}

側圧	$\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 400 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 700 \text{ kN/m}^2$
20A	30	30	30
20B	33	33	33
30A	60	60	64
30B	80	80	80
50A	136	136	136

$[\times 10^2 \text{ kN/m}^2]$

表 5.4.4 過圧密境界面パラメータ \bar{M}_m

側圧	$\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 400 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 700 \text{ kN/m}^2$
20A	1.10	1.10	1.10
20B	1.17	1.17	1.17
30A	1.60	1.60	1.60
30B	1.60	1.60	1.60
50A	1.70	1.70	1.70

表 5.4.5 応力履歴パラメータ τ

側圧	$\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 400 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_3 = 700 \text{ kN/m}^2$
20A	0.205	0.435	0.865
20B	0.180	0.200	0.600
30A	0.155	0.290	0.320
30B	0.160	0.210	0.250
50A	0.135	0.160	0.170

5. 4. 2 応力経路および過圧密境界面

5.4.1 で決定したパラメータを用いた各試験体の過圧密境界面および応力経路を図 5.4.2 に示す。試験体 20A, 20B においては側圧 400kN/m², 700kN/m² の場合に応力経路が過圧密境界面の外側まで達しているのに対し、試験体 30A, 30B, 50A では応力経路が過圧密境界面の内側にほぼ収まっている。これは、試験体 20A, 20B では正規圧密粘土のような挙動を、30A, 30B, 50A においては過圧密粘土のような挙動を示すことと一致している。また、試験体 30B, 50A のような一軸圧縮強度の強いソイルセメントほど膨張側の過圧密境界面が急激に立ち上がっており、特に低拘束圧の試験において膨張が顕著に発生することとよく一致している。

5. 4. 3 主応力差－偏差ひずみ関係および体積ひずみ－偏差ひずみ関係

5.4.1 で決定したパラメータを用いて足立・岡の弾塑性構成式により主応力差－偏差ひずみ関係および体積ひずみ－偏差ひずみ関係を求め、各試験体毎に試験結果と比較したものを図 5.4.3 に示す。図 5.4.3 からソイルセメントの応力－ひずみ関係、ダイレイタンス挙動を足立・岡の弾塑性構成式により精度よく再現できることがわかった。

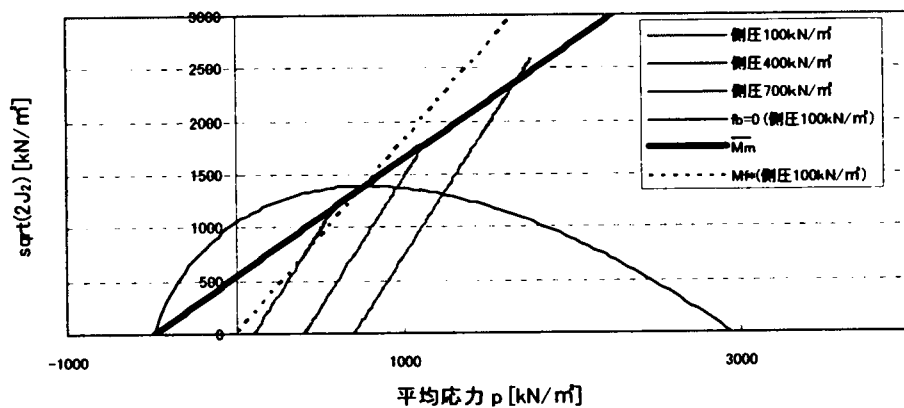


図 5.4.2(a) 応力経路と過圧密境界面(試験体 20A)

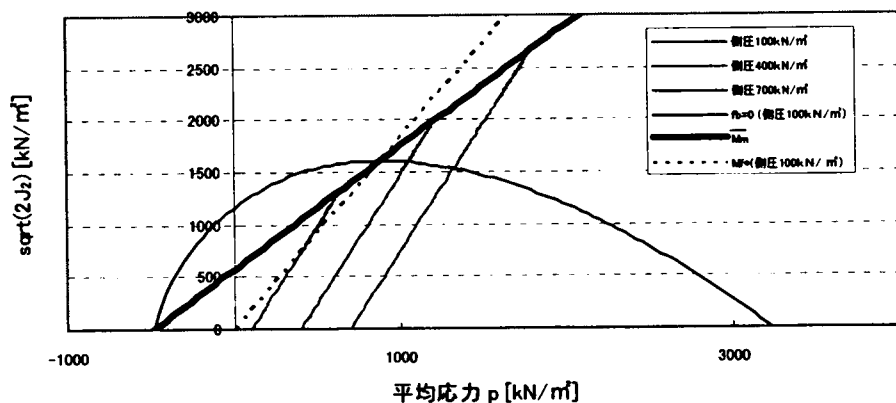


図 5.4.2(b) 応力経路と過圧密境界面(試験体 20B)

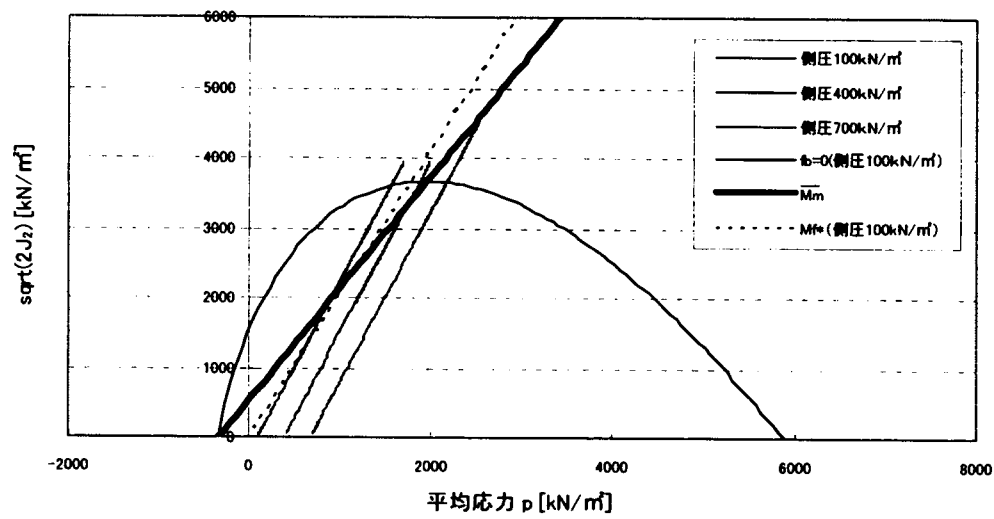


図 5.4.2(c) 応力経路と過圧密境界面(試験体 30A)

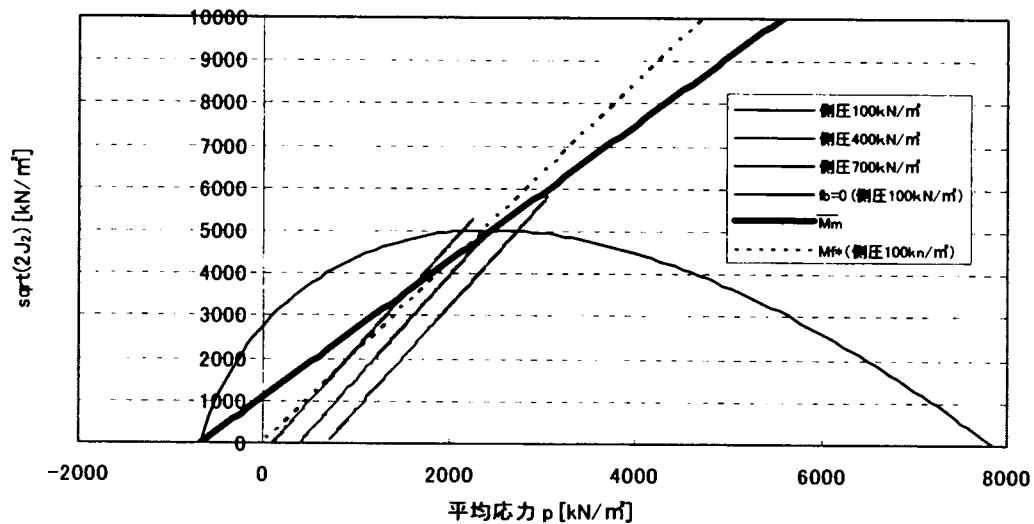


図 5.4.2(d) 応力経路と過圧密境界面(試験体 30B)

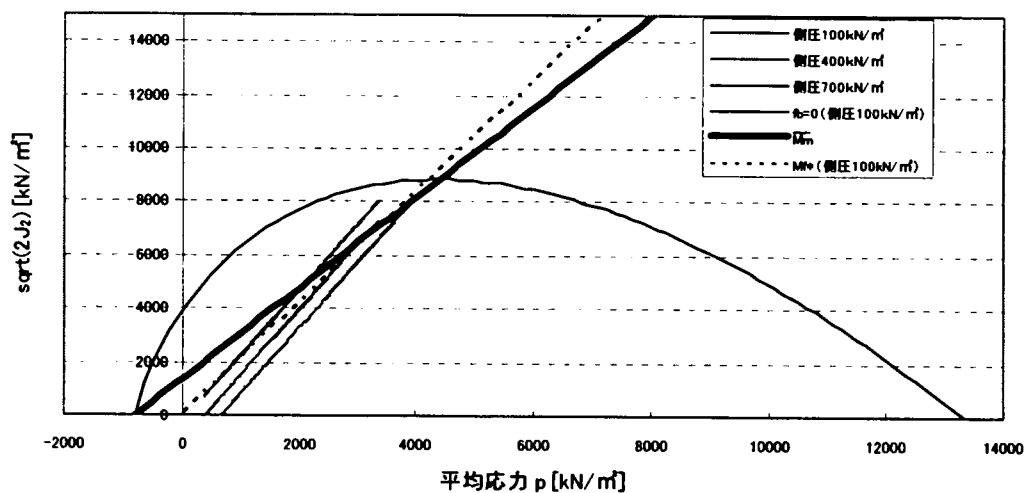


図 5.4.2(e) 応力経路と過圧密境界面(試験体 50A)

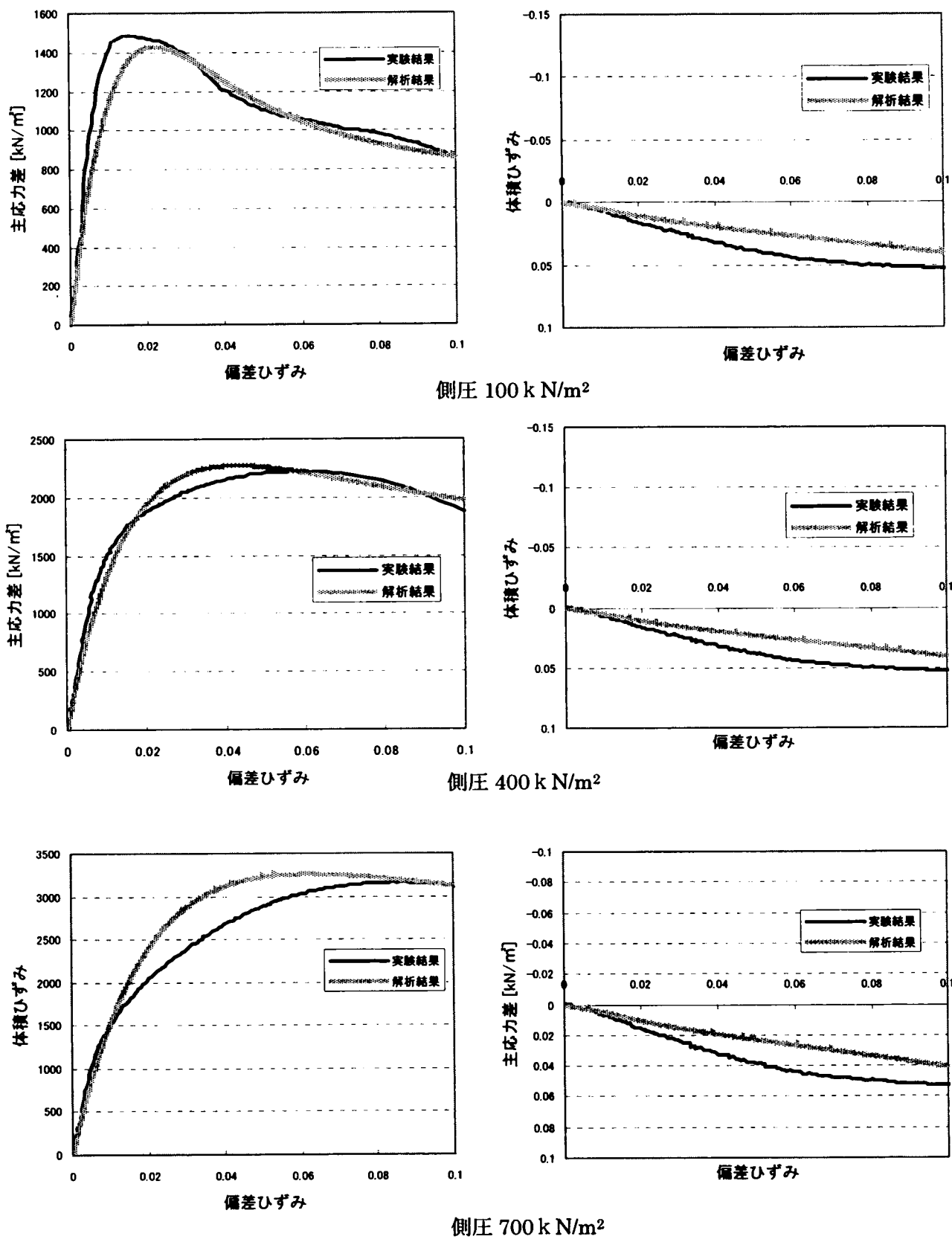
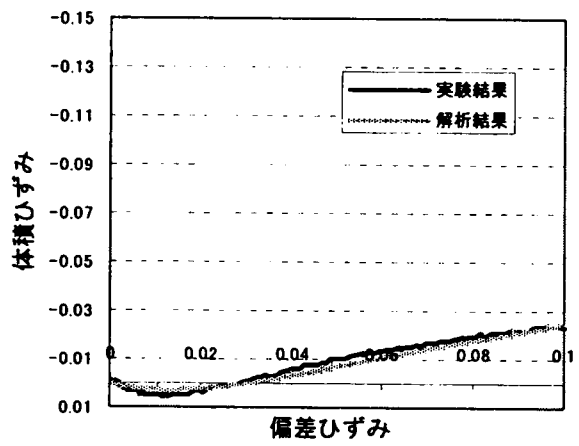
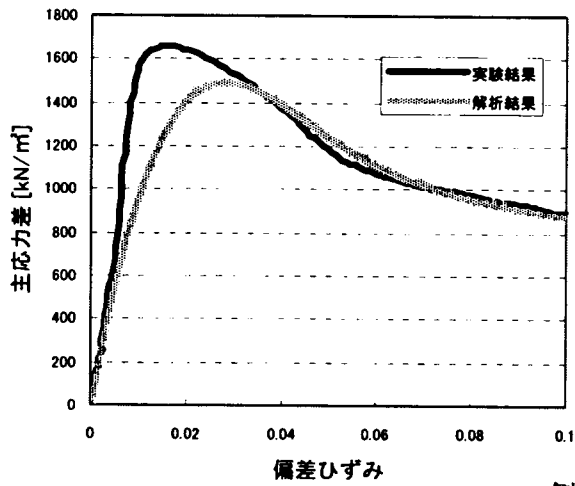
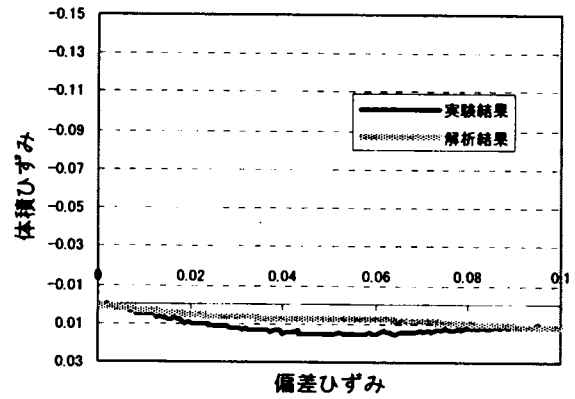
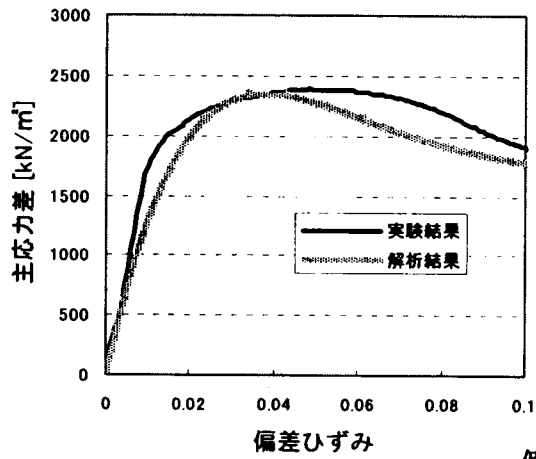


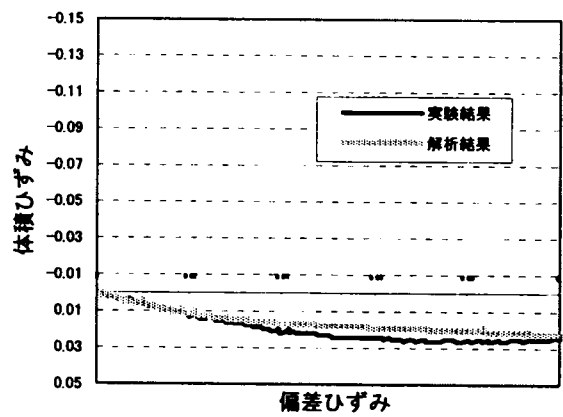
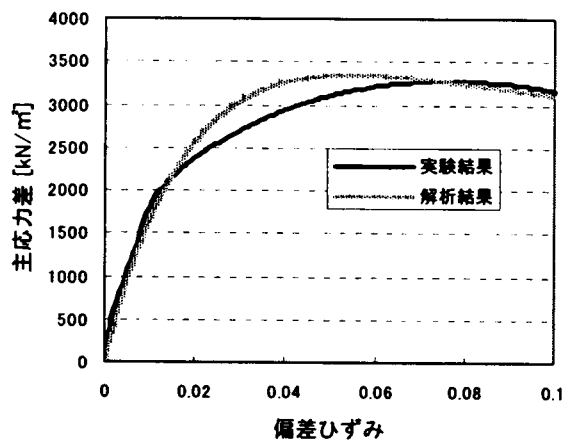
図 5.4.3(a) 偏差ひずみ－主応力差関係および偏差ひずみ－体積ひずみ関係の比較（試験体 20A）



側圧 100 k N/m²

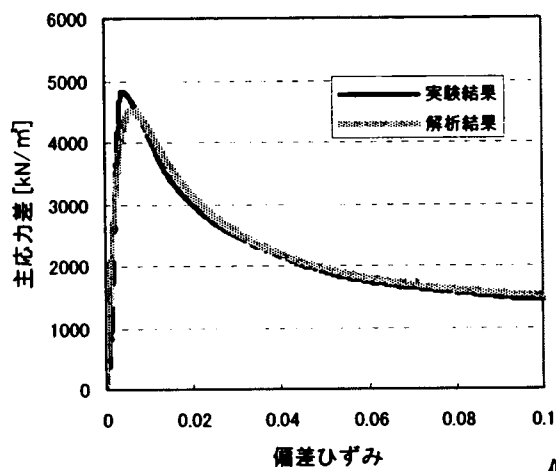


側圧 400 k N/m²

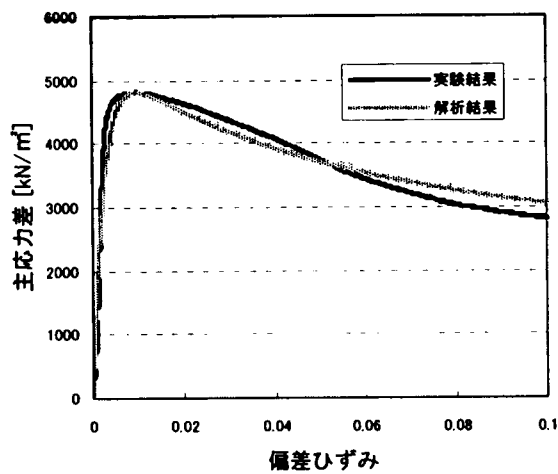
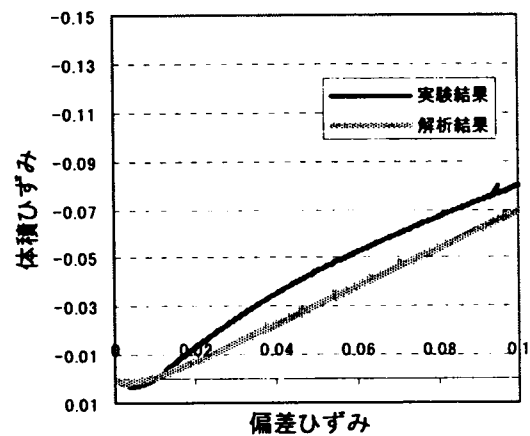


側圧 700 k N/m²

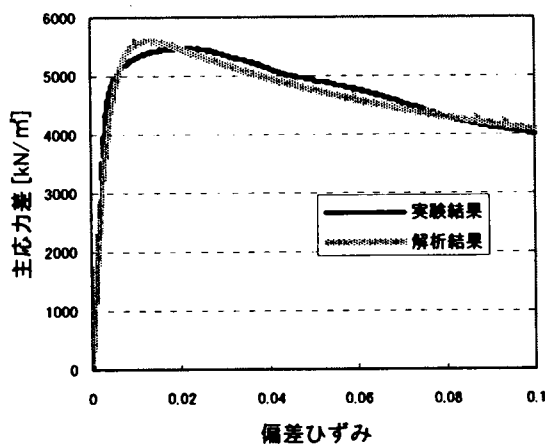
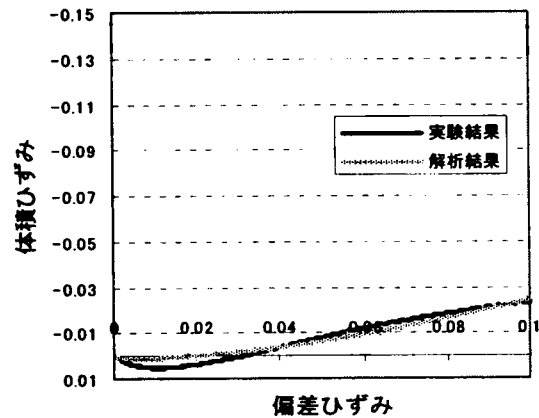
図 5.4.3(b) 偏差ひずみ－主応力差関係および偏差ひずみ－体積ひずみ関係の比較 (試験体 20B)



側圧 100 k N/m²



側圧 400 k N/m²



側圧 700 k N/m²

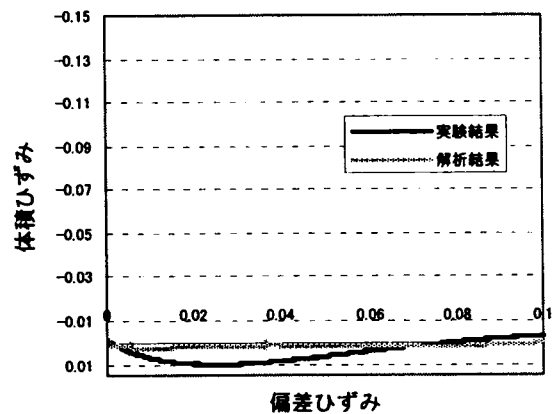
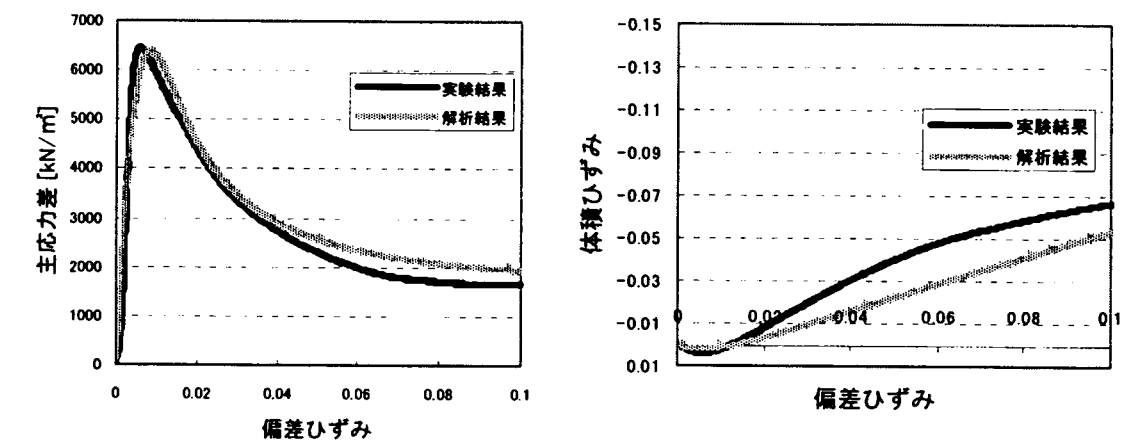
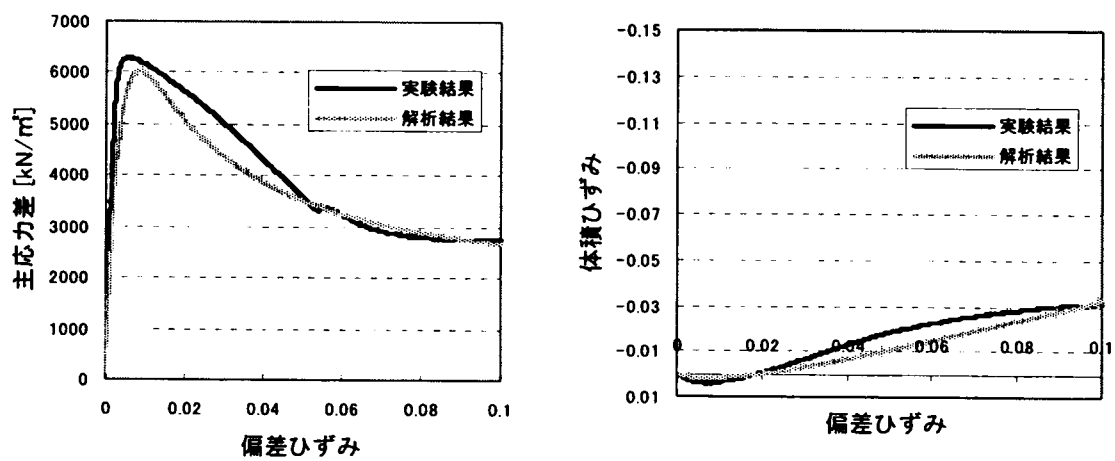


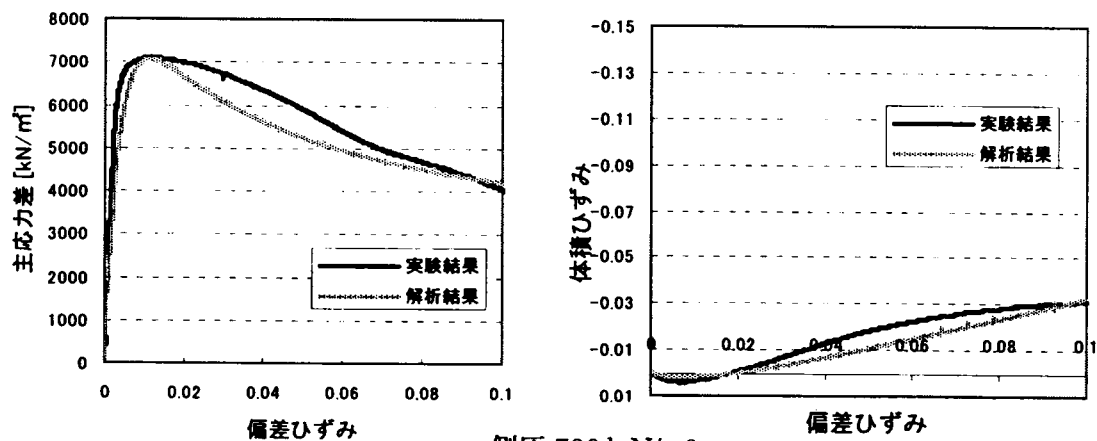
図 5.4.3 (c) 偏差ひずみ－主応力差関係および偏差ひずみ－体積ひずみ関係の比較 (試験体 30A)



側圧 100 k N/m²



側圧 400 k N/m²



側圧 700 k N/m²

図 5.4.3(d) 偏差ひずみ－主応力差関係および偏差ひずみ－体積ひずみ関係の比較 (試験体 30B)

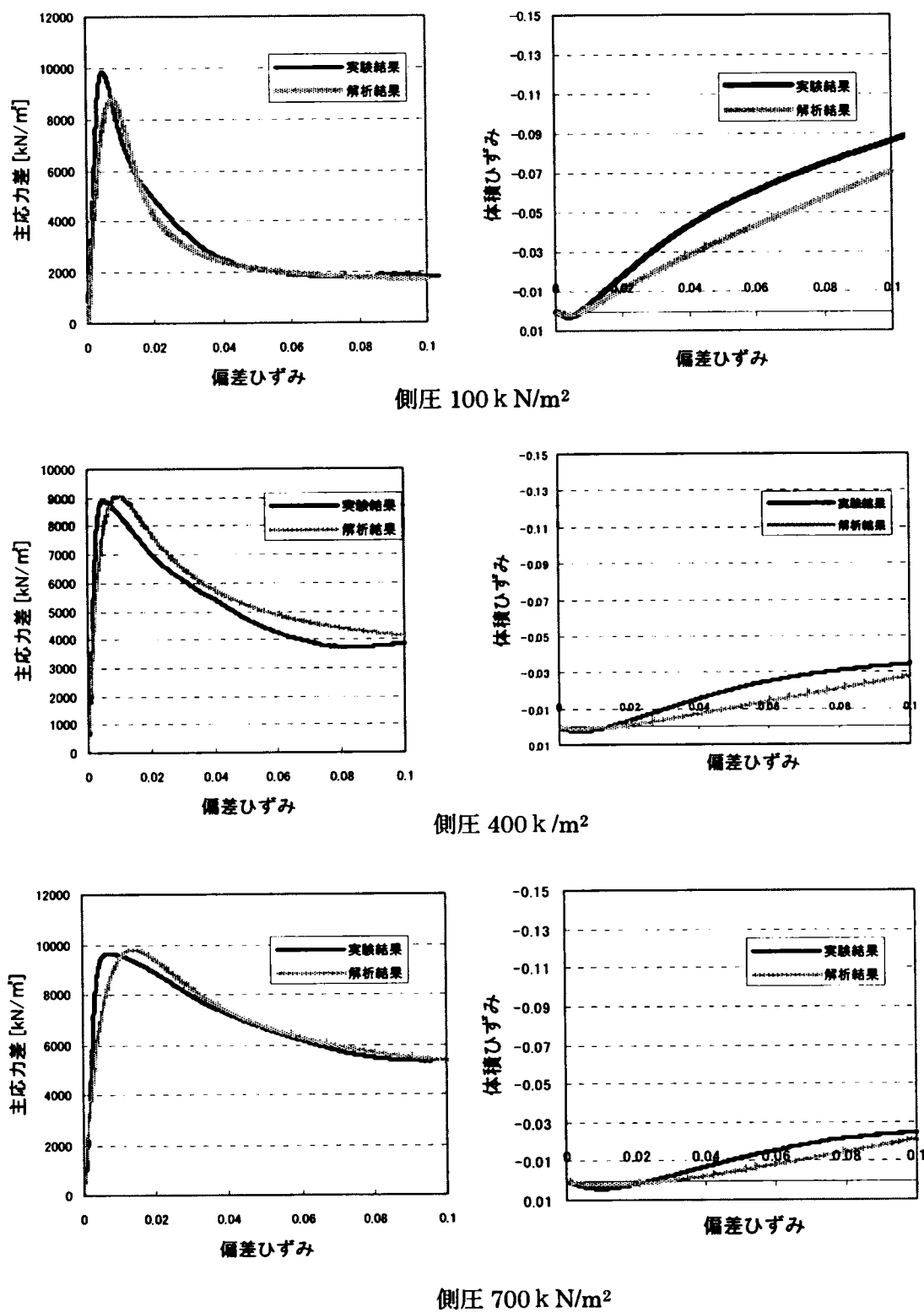


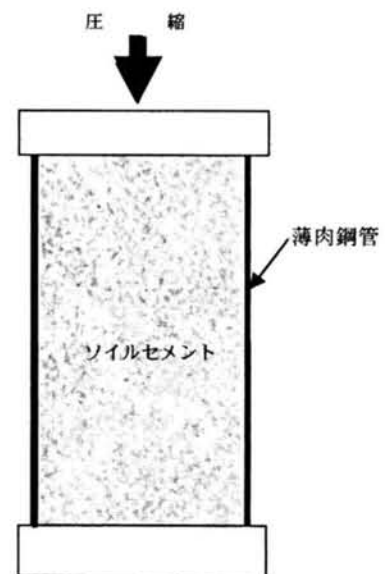
図 5.4.3(e) 偏差ひずみ－主応力差関係および偏差ひずみ－体積ひずみ関係の比較（試験体 50A）

5. 5 FEMを用いた複合体の圧縮変形のシミュレーション

5.4で足立・岡の弾塑性構成式により拘束されたソイルセメントの応力-ひずみ関係、ダイレイタンス挙動を再現できることがわかったため、次に、4.1.4で詳述した圧縮試験B（薄肉鋼管で拘束されたソイルセメントの圧縮試験）を足立・岡の弾塑性構成式を用いた軸対称2次元有限要素法解析により解析する。

5. 5. 1 試験概要

圧縮試験Bの試験概要、試験体諸元は、図5.5.1に示す通りである。試験は同一の試験体3体を用いて行った。荷重-載荷点変位の関係を図5.5.2に示す。いずれの試験体においても荷重初期には線形関係を示すが、載荷点変位5mm（軸ひずみ約1%）で荷重は一定となり非線形関係を示す。その後、試験体1では載荷点変位30mm（軸ひずみ5%）で荷重が低下したが、試験体2、3においてはさらに大きな変位を与えても荷重の低下は見られなかった。各試験体の破壊状況を調べるとコルゲート管の接合部が破壊しているため、荷重の低下する変位の違いはコルゲート管接合部へ作用する荷重の違いによるものと考えられる。



試験体番号	薄肉鋼管 種類	薄肉鋼管比 (%)	骨材	ソイルセメント軸圧縮 強度(kN/m^2)
試験体1~3	コルゲート管	1.1	砂質土	2220

図5.5.1 圧縮試験B概要および諸元

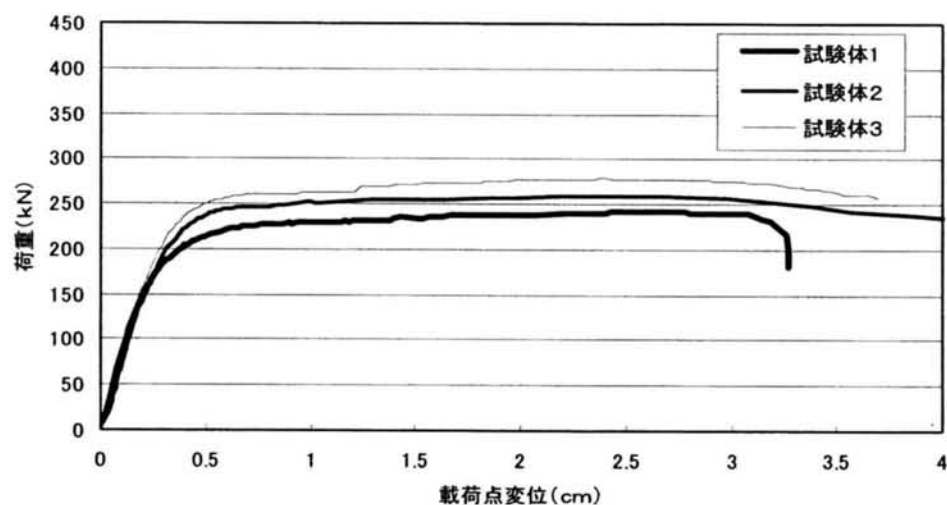


図5.5.2 圧縮試験B載荷点変位-荷重関係

5. 5. 2 有限要素解析

軸対称2次元有限要素解析のモデル化では、試験体の1/4について図5.5.3に示すような要素分割を行った。载荷方法は上端の10節点を0.06mm×1000ステップで最終変位60mmまでz方向下方に変位制御で行った。境界条件としては、左端r方向固定、下端z方向固定とした。

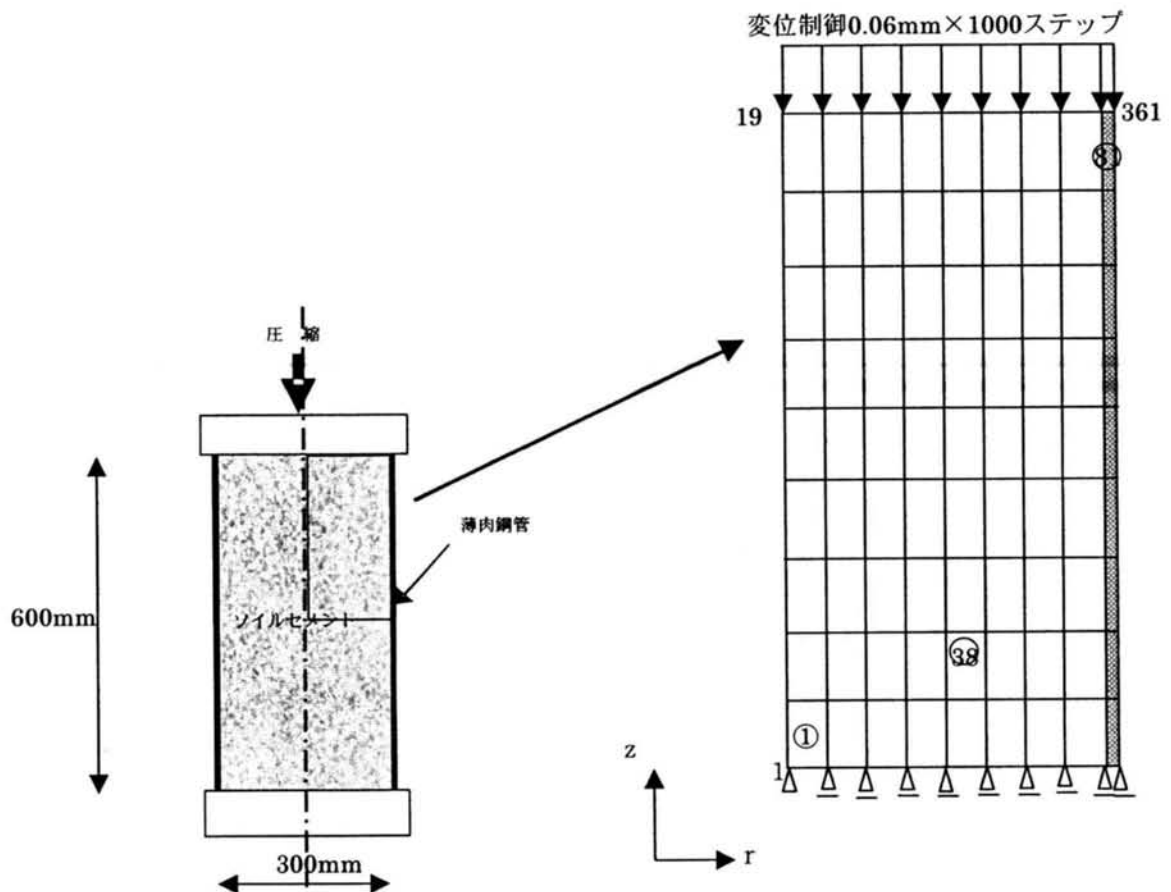


図5. 5. 3 圧縮試験B FEM解析モデル化概念図

圧縮試験Bのソイルセメントの配合は表5.2.2に示した三軸圧縮試験の配合30と同一であるため、材料パラメータは、養生日数の最も近い三軸圧縮試験体30Aのものを用いることとした。ただし、 M_f^* については、拘束圧の変化による影響を式(5.5.1)で近似した。図5.5.4

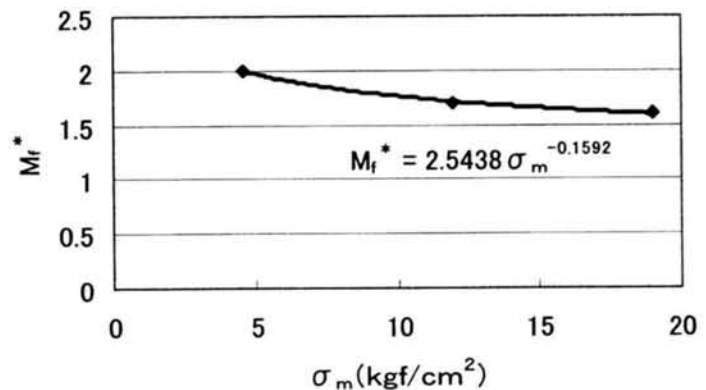


図5. 5. 4 残留時の σ_m と M_f^* の関係

に三軸圧縮試験の結果，および近似式を示す．なお，薄肉鋼管は波型形状をしているためヤング係数が母材に比べて著しく小さくなるが，前述した圧縮試験，FEM解析をもとに母材の1/100に低減した弾性体として扱った．

$$M_f^* = \alpha \sigma_m^\beta \quad (5.5.1)$$

ここで， M_f^* : ひずみ硬化－軟化パラメータ M_f^*
 σ_m : 平均主応力
 α, β : 定数

5. 5. 3 解析結果

載荷点変位－荷重関係の試験結果と解析結果の比較を薄肉鋼管がない場合の解析結果とともに図5.5.5に示す．解析結果は試験結果をよく再現しているが，載荷点変位2cm以上で荷重を過大に評価している．これは，薄肉鋼管を弾性体で仮定しているためではないかと考え，図5.5.6に解析結果の荷重をソイルセメント負担力と薄肉鋼管負担力に分けて示した．図5.5.6からソイルセメント負担力はピークを示した後，若干低下し，その後微増に転じているが，薄肉鋼管の負担力は線形で増加していることがわかり，薄肉鋼管を弾性体で仮定していることが大きな変位領域で荷重を過大に評価している原因となっていることがわかった．また，図5.5.6には無拘束（薄肉鋼管がない）の場合のソイルセメント負担力の解析結果も同時に示したが，ソイルセメントの負担力のみでも無拘束の場合に比較してピーク後の負担力の減少は緩やかであり，変位が大きくなっても200kN以上の負担力を維持している．これは，ソイルセメントが薄肉鋼管による拘束を受けることによる効果と考えられる．

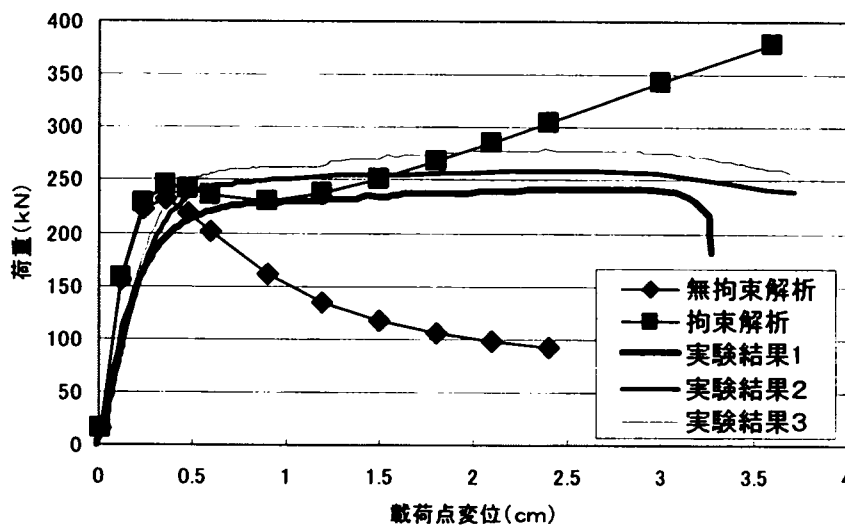


図5. 5. 5 荷重－載荷点変位関係の試験結果と解析結果の比較

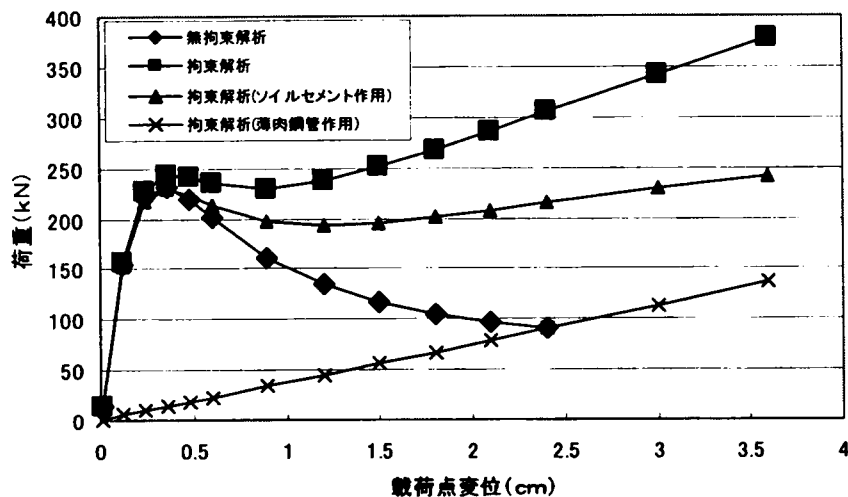


図5. 5. 6 荷重－載荷点変位関係(ソイルセメントと薄肉鋼管の分担)

5. 6 FEMを用いた複合体の圧縮変形のパラメトリックスタディー

5.5で拘束されたソイルセメントの圧縮特性を有限要素法解析でよく再現することができることがわかった。そこで、薄肉鋼管厚、ソイルセメント配合が変化した場合の圧縮特性を調べるため、パラメトリックスタディーを実施する。

5. 6. 1 薄肉鋼管の厚さを変化させた場合

薄肉鋼管の厚さを試験と同じ1.6mmを基準に0.1mm, 1.0mm, 5.0mmの3通りに変化させたパラメトリックスタディーを行った。図5.6.1に荷重－載荷点変位関係を、図5.6.2荷重をソイルセメント負担力と薄肉鋼管負担力に分けて示したが、薄肉鋼管が厚くなるほど拘束が大きくなり、かつ薄肉鋼管も荷重を分担するため荷重が大きくなった。また、薄肉鋼管の厚さが1mm以上であれば、ピーク時の荷重を大きなひずみ領域まで維持することができる。薄肉鋼管の厚さが0.1mmでは、拘束効果は期待できず、無拘束とほぼ同じ荷重しか負担できないことがわかる。

図5.5.3の要素分割図に示す38番要素の応力度については図5.6.3に示したが、荷重－変位関係と同様に薄肉鋼管が厚いほうが拘束は大きく軸方向応力度も大きくなる。体積ひずみ－載荷点変位関係を図5.6.4に示したが、薄肉鋼管が薄いときには拘束が弱い。膨張側の体積ひずみが大きく発生している。これは、三軸圧縮試験で側圧が低いときの挙動と一致する。

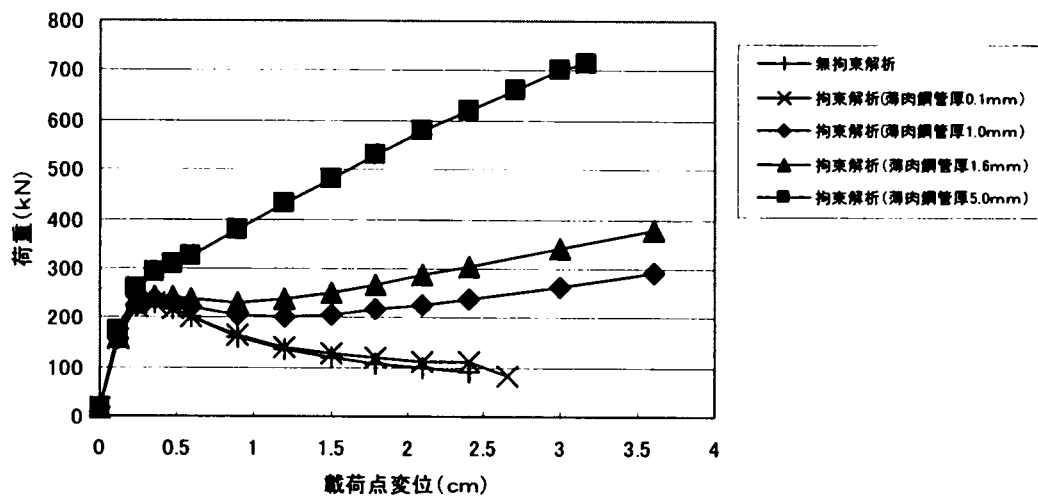


図5.6.1.荷重－載荷点変位関係(薄肉鋼管厚を変えた場合)

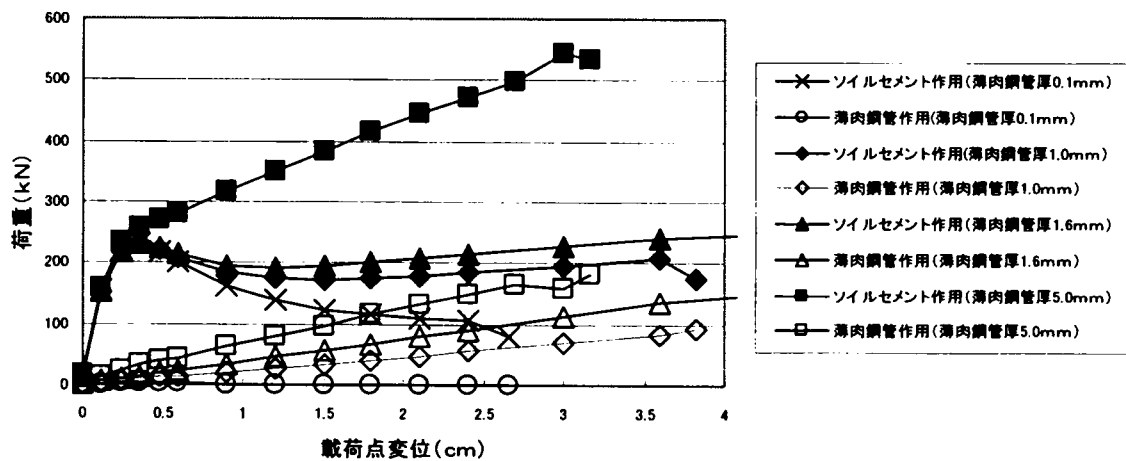


図5.6.2 ソイルセメントおよび薄肉鋼管分担荷重－載荷点変位関係

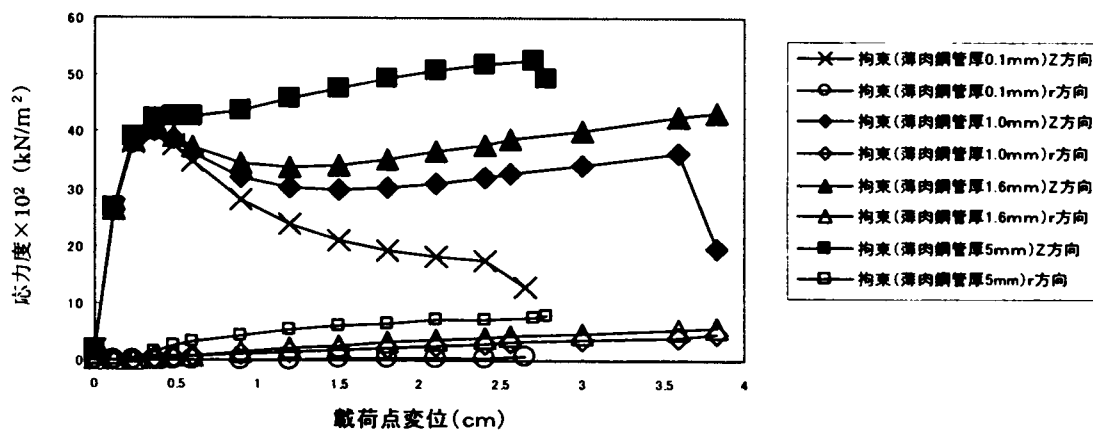


図5.6.3 38番要素圧縮応力度－載荷点変位関係

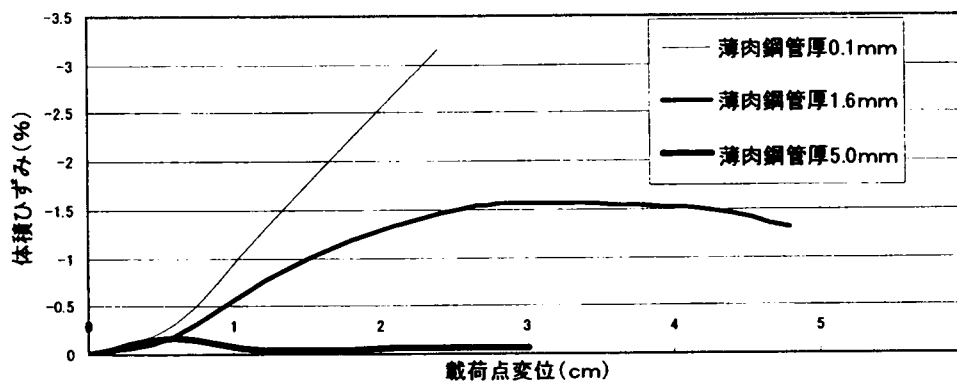


図5.6.4 体積ひずみー載荷点変位関係

5. 6. 2 ソイルセメントの配合を変えた場合

ソイルセメントの配合を圧縮試験Bと同じ30Aを基準に三軸圧縮試験の20B, 50Aの2通りに変化させたパラメトリックスタディーを行った。図5.6.5に荷重ー載荷点変位関係を、図5.6.6に荷重ー載荷点変位関係の同じ配合で無拘束の場合と比較して示した。配合50Aではピーク荷重を発揮した後、荷重が低下するが、配合30A, 20Bでは大きなひずみ領域まで荷重が増加し続けることがわかる。また、無拘束の場合に比べた拘束による荷重の増加はひずみが小さいときには配合強度が低いほうが大きく発生するが、ひずみが大きくなると配合強度が高いほうが大きく発生する。これは小さなひずみでは、ポアソン比の大きな配合強度の低いもののほうが大きな拘束を受けるが、大きなひずみ領域では正のダイレイタンスーが大きく発生する配合強度の高いもののほうが大きな拘束を受けることによると考えられる。

図5.5.3の要素分割図に示す38番要素の応力度については図5.6.7に示したが、荷重ー変位関係と同様の傾向を示す。また、体積ひずみー載荷点変位関係を図5.6.8に示したが、配合強度が大きいものほど膨張側の体積ひずみが大きく発生している。これは、配合強度が大きいほど正のダイレイタンスーが大きく発生する三軸圧縮試験の結果と一致する。

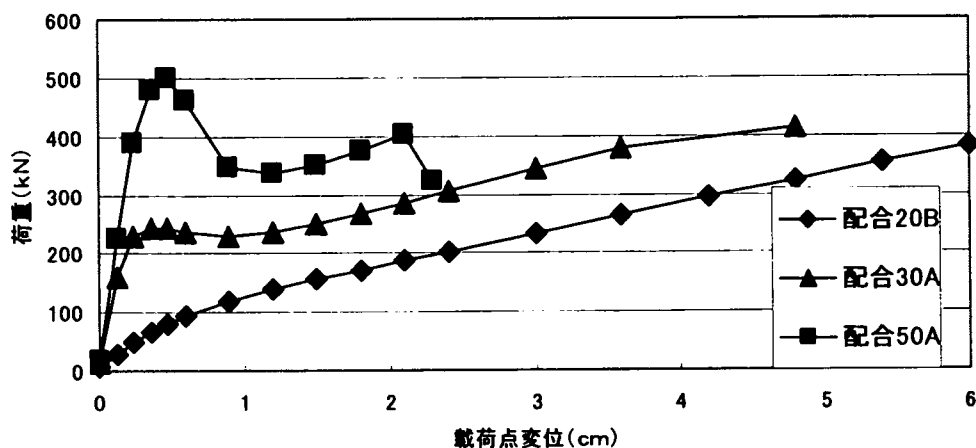


図5.6.5 荷重ー載荷点変位関係(ソイルセメント配合を変えた場合)

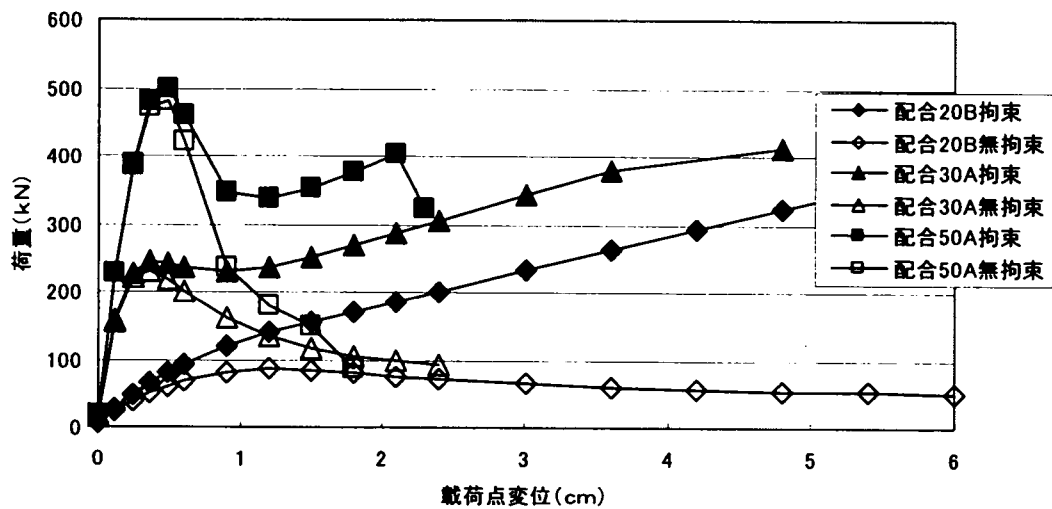


図5.6.6 荷重－載荷点変位関係(無拘束の場合との比較)

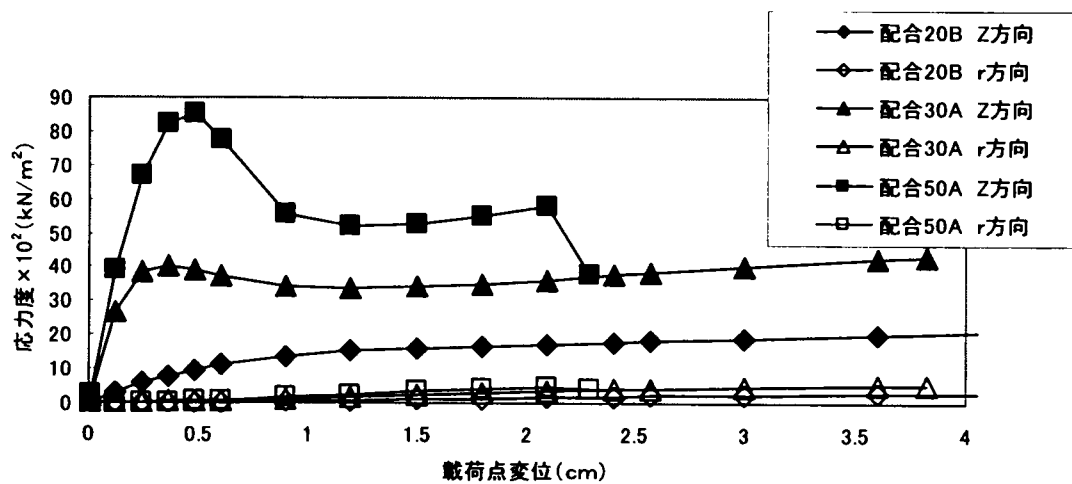


図5.6.7 38番要素圧縮応力度－載荷点変位関係

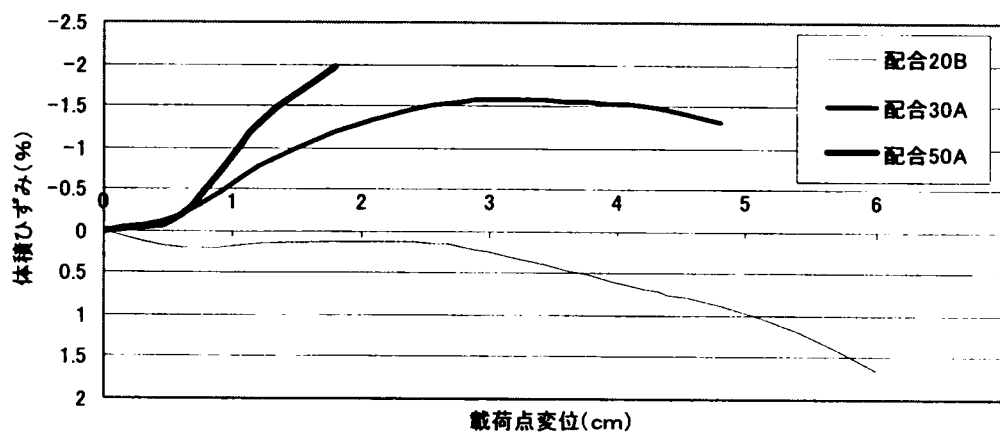


図5.6.8 体積ひずみ－載荷点変位関係

5. 7 まとめ

拘束されたソイルセメントの圧縮特性について三軸圧縮試験で詳細に調べた。一軸圧縮強度 $1500 \sim 10000 \text{ kN/m}^2$ のソイルセメントを用いて側圧 $100 \sim 700 \text{ kN/m}^2$ で試験を実施したところ、低強度のソイルセメントの場合には正規圧密粘土、高強度のソイルセメントの場合には過圧密粘土に似たひずみ硬化軟化型の応力-ひずみ関係とダイレイタンス挙動があることが判明し、これらの関係は、材料パラメータの決定方法を工夫すれば、ソイルセメントの圧縮特性を足立・岡の弾塑性構成式で再現することができることがわかった。

次に、拘束圧がひずみに応じて変化する実際の薄肉鋼管で拘束したソイルセメントの圧縮試験の結果を足立・岡の弾塑性構成式を用いた有限要素法解析で再現することを試みた。拘束圧の変化に応じて材料パラメータの一部を変えることにより、試験結果を再現することができた。さらに、薄肉鋼管の厚さ、ソイルセメント強度を変えたパラメータスタディーにより拘束効果の発生状況を把握した。

薄肉鋼管の厚さの影響としては、三軸試験の結果から弾性変形が主である0.5%以下のひずみ領域ではダイレイタンスの影響は少ないと考えられるが、パラメトリックスタディーでも同様の結果となった。それ以上のひずみ領域ではダイレイタンスの影響が出てくると考えられ、三軸試験の結果からは低拘束圧のほうが膨張量が大きく拘束効果が発揮できると考えられるが、薄肉鋼管の厚さが0.1mmの場合には拘束圧がほとんど発生せず、拘束効果はえられなかった。薄肉鋼管の厚さが1mm以上の場合には、薄肉鋼管の厚さに応じた拘束効果がえられることがわかった。薄肉鋼管の厚さが5mmの場合には大きな拘束効果が得られたが、実際の薄肉鋼管では厚さが5mmとなると軸方向の剛性があがって座屈等の問題も発生してくると考えられる。

ソイルセメント強度の影響としては、三軸試験の結果から弾性変形が多くをしめる0.5%以下のひずみ領域では体積弾性係数の小さな強度の低いソイルセメントのほうが拘束効果が大きく、それ以上のひずみ領域ではダイレイタンスの影響が出てくると考えられる。三軸試験の結果からは大きなひずみ領域では高強度のソイルセメントのほうが膨張量が大きく拘束効果が発揮できると考えられるが、パラメトリックスタディーでも同様の結果となった。一軸圧縮強度は30A (4400 kN/m^2) で十分な拘束効果が得られることがわかった。50Aではピーク強度発生後ソイルセメント負担力がかなり減少することから十分な拘束効果が得られないことがわかった。

これらのパラメトリックスタディーから薄肉鋼管厚の直径に対する比率0.3%以上、ソイルセメント一軸圧縮強度は $1500 \sim 6000 \text{ kN/m}^2$ の範囲で圧縮特性に関する拘束効果が得られることがわかった。

6章 現場試験杭を用いた支持特性

6.1 はじめに

杭の地盤内での支持特性（支持力等）を知るためには、地盤内に打設した実杭を用いた現場載荷試験を行うのが最も有効である。ここでは、7章で述べる青森県八戸市における実構造物の杭への適用に先立ち、実物大の杭を打設して鉛直載荷試験、水平載荷試験を行い、鉄筋・鋼管ソイルセメント杭の支持特性を調べた。また、試験杭、反力杭、実施工杭を施工する際に、施工速度、施工性等を確認する施工試験を行うとともに、実施工杭の長期計測を行い、沈下、クリープ等の長期安定性を調べた。

6.2 鉛直載荷試験

6.2.1 試験概要

試験杭はN値が5以下の粘性土を主体とした軟弱地盤中に摩擦杭として施工した。杭の仕様を表6.2.1に試験杭の概要を図6.2.1に示す。なお、ソイルセメントの一軸圧縮強度は平均で2030kN/m²であった。試験は地盤工学会杭の鉛直載荷試験方法・同解説³⁶⁾に基づき、多サ

表6.2.1 鉛直載荷試験杭の仕様

芯材	杭径	1200 mm
	芯材径	800mm
	鉄筋	D32
	鉄筋本数	16本
	薄肉鋼管	コルゲート管
	薄肉鋼管厚さ	1.6mm

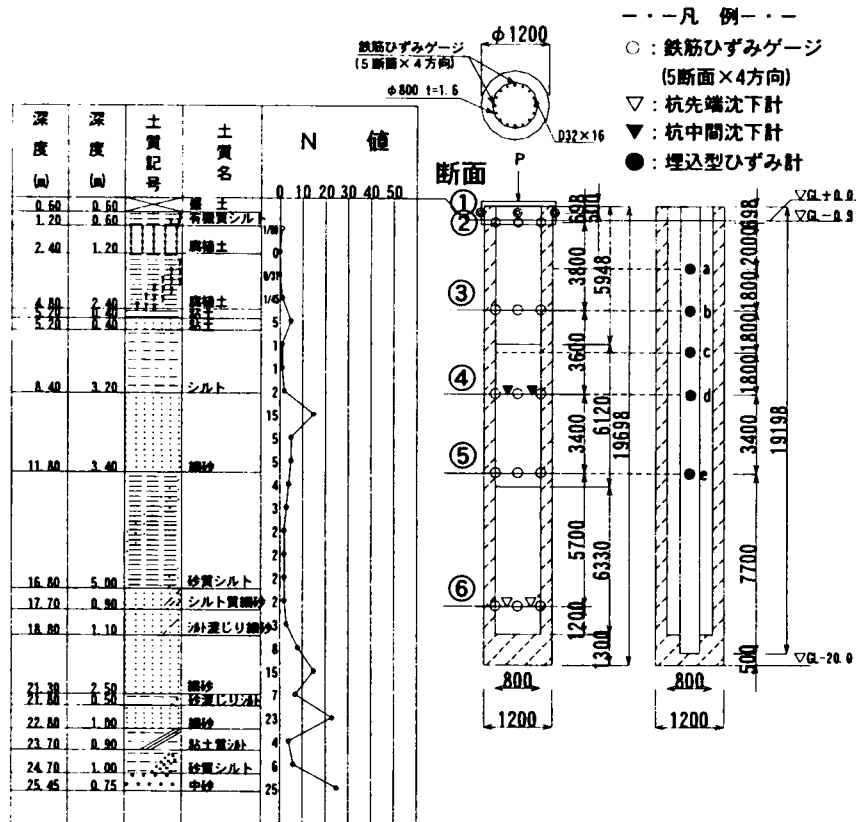


図6.2.1 鉛直載荷試験杭の概要

イクル方式で行った。測定項目は、変位(杭頭、中間、先端)、軸方向鉄筋ひずみ(②～⑥断面、鉄筋ひずみゲージ)、ソイルセメントひずみ(a～e、埋込型ひずみ計)とした。

6. 2. 2 試験結果

(1) 載荷重と沈下量の関係

載荷重と試験杭の杭頭及び杭先端の沈下量の関係を図6.2.2に示す。載荷重 $6.8 \times 10^3 \text{ kN}$ までは沈下量はそれほど増加せず、杭頭沈下量は49.1mm、杭先端沈下量は24.6mmであった。しかし、その後、沈下量は増加傾向を示し、載荷重 $7.35 \times 10^3 \text{ kN}$ で急増したため載荷保持時間10分で試験を終了した。この時の最大杭頭沈下量は125.9mm、最大杭先端沈下量は94.3mmであった。第一限界荷重を、 $\log P \sim \log S$ 曲線等から求めると $6.23 \times 10^3 \text{ kN}$ となる。第二限界荷重は、杭先端沈下量が杭径の10%に達していないが、沈下量が急増した $7.35 \times 10^3 \text{ kN}$ と考えられる。

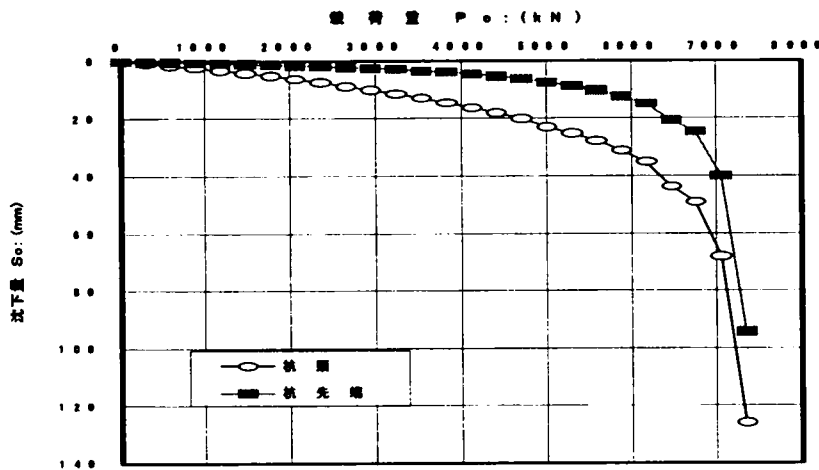


図6. 2. 2 載荷重と沈下量との関係

(2) 杭体の軸方向変形量と破壊状況

試験杭の杭頭部および杭中間(④断面)、杭先端(⑥断面)の沈下量の差から求めた区間変位量と載荷重との関係を図6.2.3に示す。図6.2.3より、杭中間の沈下量が $3.5 \times 10^3 \text{ kN}$ 付近で急激に増加したため、グラフに段差が生じているが、杭頭－先端間の区間変位量は載荷重 $6.2 \times 10^3 \text{ kN}$ 付近まではほぼ線形的な挙動を示していることがわかる。また、その後、杭頭－先端間の区

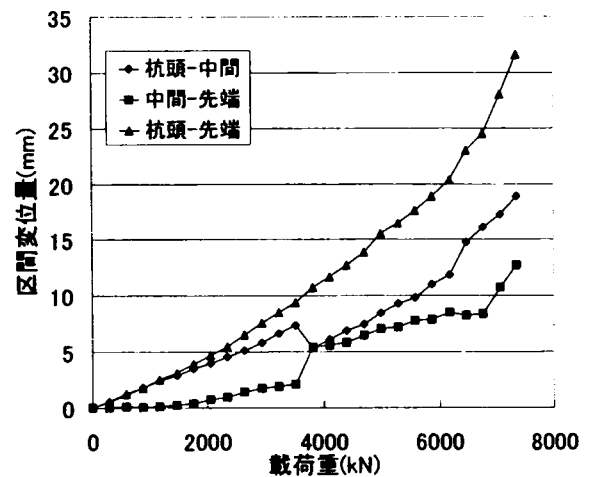


図6. 2. 3 載荷重と区間変位量との関係

間変位量はやや増大するが、杭頭－中間の区間変位量を区間長で除した平均ひずみは、約 1400～2200 μ となっており、室内載荷試験で得られたソイルセメントの破壊ひずみを下回っている。これらのことから、ほぼ第一限界荷重載荷時から杭体の塑性化が始まるが、第二限界荷重（ $7.35 \times 10^3 \text{ kN}$ ）載荷時においても杭体の圧縮破壊は発生していないと考えられる。

（３）断面内での軸力分担

コルゲートパイプは、断面積、弾性係数とも小さいため軸力をほとんど負担せず、杭体に作用する軸力は、軸方向鉄筋、ソイルセメントで分担すると考え、軸方向鉄筋、ソイルセメントのそれぞれが負担する軸力を、ひずみ、弾性係数、断面積の積とし、式(6.2.1)、式(6.2.2)で表わした。

$$P_{sc} = \varepsilon_{sc} E_{sc} A_{sc} \quad (6.2.1)$$

$$P_s = \varepsilon_s E_s A_s \quad (6.2.2)$$

ここで ε_{sc} : ソイルセメントのひずみ

E_{sc} : ソイルセメントのヤング係数 (kN/m²)

A_{sc} : ソイルセメントの断面積 (m²)

ε_s : 軸方向鉄筋のひずみ

E_s : 軸方向鉄筋のヤング係数 (kN/m²)

A_s : 軸方向鉄筋の断面積 (m²)

ソイルセメントの断面積はコルゲート管外部を含めた杭径 $\phi 1200 \text{ mm}$ の改良体実断面積を用いた。また、ソイルセメントの弾性係数は試験杭から採取したコアの一軸圧縮試験結果より求めた。同一断面において軸方向鉄筋のひずみおよびソイルセメントのひずみデータがある③断面、④断面について、ソイルセメントと軸方向鉄筋が負担する軸力およびそれらの合計の軸力の計算値を図 6.2.4 に示した。

図 6.2.4 より、杭頭に近い③断面では、両者の負担軸力の計算値は線形的に増加し、軸方向鉄筋負担軸力の計算値のみが、第一限界荷重載荷時（鉄筋ひずみが約 1700 μ ，鉄筋軸力が $4.4 \times 10^3 \text{ kN}$ ）より急増している。この時の軸方向鉄筋のひずみレベルは、鉄筋の降伏ひずみにほぼ一致することから、軸方向鉄筋が降伏していると考えられる。荷重段階としては、(2)で述べた杭体が塑性化する荷重段階と一致する。これらのことから、軸方向鉄筋の降伏が杭体の塑性化の原因となっていると考えられる。また、この時、鉄筋とソイルセメントのひずみの差が急増することから付着切れの発生が想定されるが、試験後に杭頭部を掘削して、③断面の杭体の状態を確認したところ、軸方向鉄筋とソイルセメントとの付着

切れは、目視では確認できなかった。

一方、④断面では、それぞれの負担軸力は、最終荷重段階まではほぼ線形的に増加しており、深度が深く軸力も小さいことから、軸方向鉄筋の降伏は、発生していないと考えられる。

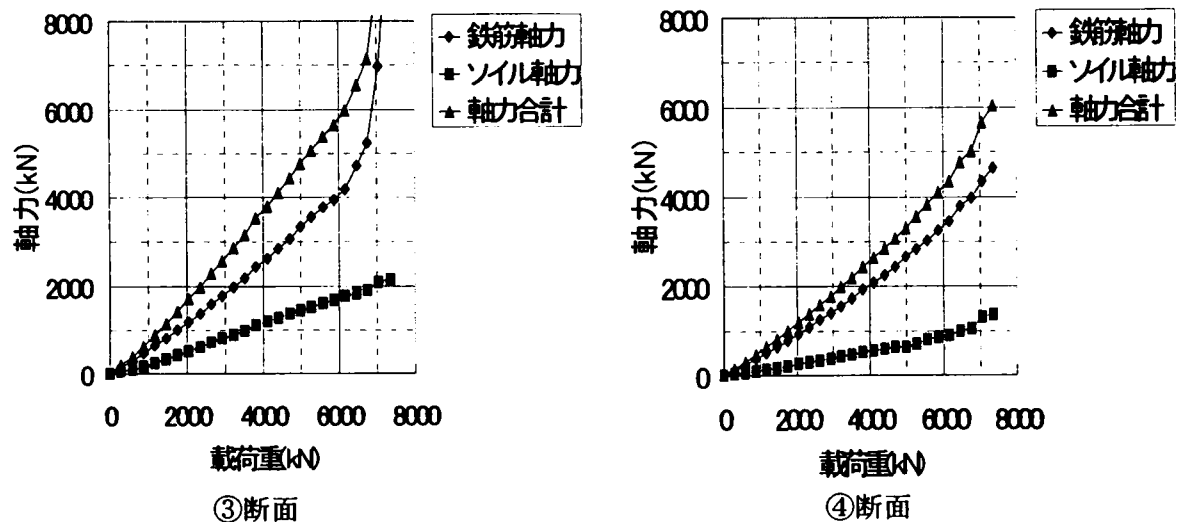


図6. 2. 4 載荷重と 軸力の関係

(4) 杭長方向の軸力の分布

杭体に発生する軸力は、(3)で述べたように軸方向鉄筋、ソイルセメントの各ひずみ、弾性係数、断面積の積の和で求められる。しかし、本試験では、第一限界荷重以下の載荷段階においては、軸方向鉄筋とソイルセメントのひずみはほぼ等しい値であった。また、このことに加え、軸方向鉄筋、ソイルセメントの両方のひずみを計測した断面の数が少なかったため、杭長方向の軸力分布を求めるにあたっては、断面内のひずみを軸方向鉄筋のひずみで代表させ、式(6.2.3)で全軸力を算定することとした。

$$P = \varepsilon_s (E_c A_c + E_s A_s) \quad (6.2.3)$$

ここで、 P : 全軸力(kN)
 ε_s : 軸方向鉄筋ひずみ
 E_c : ソイルセメントの弾性係数 (kN/m²)
 A_c : ソイルセメントの断面積(m²)
 E_s : 軸方向鉄筋の弾性係数 (kN/m²)
 A_s : 軸方向鉄筋の断面積(m²)

次に、ソイルセメントの断面積については、①考慮しない場合②コルゲート管内部だけ考慮する場合③杭径で考慮する場合の3ケースを考え、杭周面支持力の影響がない杭頭断面において、これらのケー

ス毎の算定値と軸力（載荷重）を比較した。その結果、②の方法が良く合うことがわかったため、ソイルセメントの断面積としてコルゲート管内部のみを考慮することとした。この算定方法による軸力分布を図6.2.5に示す。

(5) 杭の沈下挙動

(2)～(4)から杭の沈下挙動は、以下の通りと考えられる。

まず、初期の荷重段階では杭体は弾性挙動を示すが、第一限界荷重 $6.23 \times 10^3 \text{ kN}$ 程度より杭頭部から③断面以深の部分へと杭体の塑性化が進み地盤との相対変位も増大する。それに従って、③断面以深の周面支持力が発揮されている深さでの周面支持が切れ始め、第二限界荷重 $6.35 \times 10^3 \text{ kN}$ の荷重段階になると杭先端まで大きな軸力（載荷重の40%）が伝達され、杭先端作用力が支持力を上回ることにより沈下が急増する。

6. 2. 3 試験結果の評価

(1) 軸方向圧縮耐力

軸方向圧縮耐力は、4.3.2 で述べた

ように室内載荷試験では薄肉鋼管の軸方向圧縮耐力と、軸方向鉄筋の圧縮降伏強度 f_{syd} 、ソイルセメントの圧縮強度 f_{cd} とそれぞれの断面積 (A_s , A_c) との積の和を合計することで評価できることが確認されている。

この考え方に基づくと、今回の杭諸元 ($f_{syd} = 3.43 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$, $f_{cd} = 2.03 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$) では軸圧縮耐力は $6.58 \times 10^3 \text{ kN}$ となる。一方、本試験においては、第一限界荷重 ($6.23 \times 10^3 \text{ kN}$) 程度から軸方向鉄筋が降伏し、塑性化し始めているが、第二限界荷重 ($7.35 \times 10^3 \text{ kN}$) になっても杭体の軸圧縮破壊には至っていない。また、これらの荷重段階では杭頭～③断面においては、載荷重とほぼ同じ軸力が発生していることから、本試験の杭体の軸方向圧縮耐力は、上述の算定方法で計算される値を上回っていると考えられる。

(2) 周面支持力度

図6.2.5に示す軸力分布から杭外径で周面支持力が発揮されると仮定し、各土層における

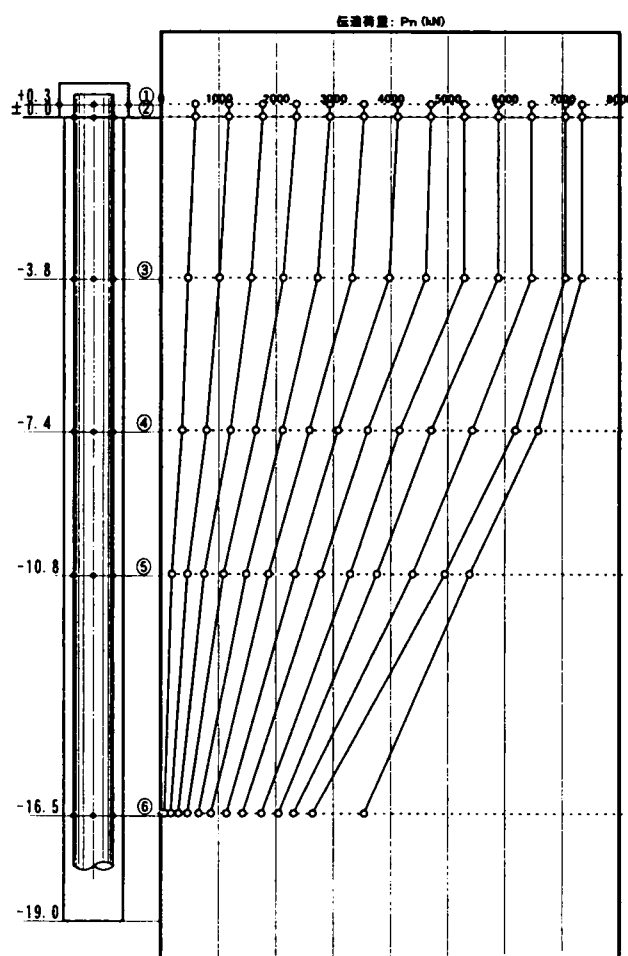


図6.2.5 各荷重段階での軸力分布

最大周面支持力度を求めると②～③断面で16 kN/m²，③～④断面で88 kN/m²，④～⑤断面で98 kN/m²，⑤～⑥断面で110 kN/m²となる。ここで，鉄道構造物設計標準基礎構造物¹⁵⁾（以下基礎標準）と同様に最大周面支持力度 r が N （各土層の N 値）と線形関係にあるとすると， r と N との関係は，②～③断面粘性土（腐植土）で $r = 16N$ (kN/ m²)，③～④断面粘性土（シルト）で $r = 44N$ (kN/ m²)，④～⑤断面砂質土（細砂）で $r = 12N$ (kN/ m²)，⑤～⑥断面粘性土（砂質シルト）で $r = 55N$ (kN/ m²)となる。

この関係によれば，本試験では，基礎標準の最大周面支持力度算定式（場所打ち杭（ベントナイト泥水を使用せず，砂質土）の場合には $r = 5N$ (kN/ m²)，場所打ち杭（ベントナイト泥水を使用せず，粘性土）の場合には $r = 10N$ (kN/ m²)）に比べて十分大きな杭最大周面支持力度が得られていることとなる。

（３）先端支持力度

図6.2.2によれば，載荷重 7.00×10^3 kN程度から先端沈下量が急増しており，図6.2.5からそのときの先端軸力を，杭先端における極限荷重とすると 2.72×10^3 kNとなる。また，杭の先端面積 A_p は，1.13m²であるから，先端支持力度 q_p は， 2.41×10^3 kN/m²となる。ここで，基礎標準に示されるように先端支持力度 q_p が杭先端地盤における支持力算定上の N 値 \bar{N} （本試験の場合10）と線形関係にあるとすると， q_p と \bar{N} との関係は， $q_p = 240\bar{N}$ (kN/ m²)となる。

この関係によれば，本試験では，基礎標準の基準先端支持力算定式（場所打ち杭（先端地盤が砂質土）の場合には $q_p = 70\bar{N}$ (kN/ m²)，深礎杭（先端地盤が砂質土または砂礫の場合）の場合には $q_p = 100 \sim 150\bar{N}$ (kN/ m²)）に比べて大きな杭先端支持力度が得られていることとなる。

（４）周面鉛直方向せん断地盤反力係数

本試験結果から杭頭変位2cm時（基礎標準における地盤反力係数評価時）の周面鉛直方向せん断地盤反力係数を求めると，②～③断面で559kN/m³，③～④断面で5929kN/m³，④～⑤断面で6958kN/m³，⑤～⑥断面で9800kN/m³となる。また，各層での最大周面支持力発生時の反力係数を求めると，②～③断面で2555kN/m³，③～④断面で3332kN/m³，④～⑤断面で2019kN/m³，⑤～⑥断面で2568kN/m³となる。一方，基礎標準の算定式（場所打ち杭）を用いた場合には，それぞれ，206kN/m³，402kN/m³，1617kN/m³，402kN/m³となり，本試験では，基礎標準による算定値より十分大きなせん断地盤反力係数が得られていることとなる。

（５）先端鉛直方向地盤反力係数

本試験結果から杭頭変位2cm時（基礎標準における地盤反力係数評価時）の先端鉛直方向地盤反力係数を求めると， 1.17×10^5 kN/m³となる。また，最大先端支持力発生時の反力係

数を求めると $2.55 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ となる。一方、基礎標準の算定式（場所打ち杭）を用いた場合には、 $1.35 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ となり、本試験では、基礎標準による算定値より十分大きな地盤反力係数が得られていることとなる。

（６）鉛直載荷試験のまとめ

既往の研究³⁷⁾において機械式攪拌工法で改良した同時埋設方式の鋼管ソイルセメント杭の鉛直支持特性（支持力、地盤反力係数）は、場所打ち杭にほぼ準じることがわかっている。本試験結果から得られた支持力、地盤反力係数を基礎標準における場所打ち杭の設計値と比較して表6.2.2に示す。この表から本杭においても場所打ち杭の設計値を上回る支持力、地盤反力係数がとれることがわかる。

本試験の結果および評価から、鉄筋・鋼管ソイルセメント杭の鉛直支持特性については、以下の通り行ってよいと考えられる。

- ① 杭体の設計を行う際の軸圧縮耐力は、鉄筋コンクリート構造と同様に、軸方向鉄筋の圧縮降伏強度 f_{syd} 、ソイルメントの圧縮強度 f_{cd} とそれぞれの断面積（ A_s 、 A_c ）との積の和で計算する。
- ② 単杭の最大周面支持力度 $r \text{ (kN/m}^2\text{)}$ は、式(6.2.4)、式(6.2.5)に示すものとする。

$$\text{砂質土} \quad r = 5N \leq 200 \quad (6.2.4)$$

$$\text{粘性土} \quad r = 10N \leq 150 \quad (6.2.5)$$

ここで、 N : 杭周面地盤の N 値

- ③ 単杭の基準先端支持力 $q_p \text{ (kN/m}^2\text{)}$ は、式(6.2.6)に示すものとする。

$$\text{砂質土} \quad q_p = 70\bar{N} \leq 3500 \quad (6.2.6)$$

ここで、 \bar{N} : 杭先端地盤の支持力算定上の N 値

- ④ バネ定数を算定する際に用いる単杭の地盤反力係数は、式(6.2.7)、式(6.2.8)に示すものとする。

$$\begin{aligned} &\text{杭周面のせん断地盤反力係数} \quad k_{sv} \text{ (kN/m}^3\text{)} \\ &k_{sv} = f_{rk} (0.09 \alpha E_0 D^{3/4}) \end{aligned} \quad (6.2.7)$$

$$\begin{aligned} &\text{杭先端の鉛直地盤反力係数} \quad k_v \text{ (kN/m}^3\text{)} \\ &k_v = f_{rk} (0.6 \alpha E_0 D^{3/4}) \end{aligned} \quad (6.2.8)$$

ここで、 f_{tk} ：地盤抵抗係数（＝1.0）

α ： E_o の算定方法および荷重条件に対する補正係数

E_o ：地盤の変形係数(kN/ m²)

D ：杭の直径(m)

ただし、 α 、 E_o ：の求め方は基礎標準に準じる。

鉄筋・鋼管ソイルセメントの杭体は、噴射式攪拌工法または機械式攪拌工法を用いて地盤を攪拌し、造成するため、通常の場合打ち杭にくらべて地盤のゆるみが少ない、周面地盤への杭体のくいこみ量が多い、杭先端にスライムがたまらない等の特徴が考えられる。そのため、支持力、地盤反力係数については場所打ち杭よりも大きくなることが予想され、本試験の結果でも、それらの値は、基礎標準の場所打ち杭の算定式による値より大幅に大きくなった。しかしながら、現在まで実施されている鉛直載荷試験は、本試験のみであるため、安全側となる基礎標準の場所打ち杭の設計法に準ずることとする。

表6.2.2 鉛直支持特性にかかわるパラメータの比較

項目	箇所	地盤	本試験結果	場所打ち杭の設計値 (鉄道構造物設計標準 基礎構造物による)
周面支持力 (kN/m ²)	②～③断面	粘性土	1 6	1 0
	③～④断面	粘性土	8 8	2 0
	④～⑤断面	砂質土	9 8	4 0
	⑤～⑥断面	粘性土	1 1 0	2 0
周面鉛直方向地盤反力係数 (kN/m ³)	②～③断面	粘性土	2 5 5 5	2 0 6
	③～④断面	粘性土	3 3 3 2	4 0 2
	④～⑤断面	砂質土	2 0 1 9	1 6 1 7
	⑤～⑥断面	粘性土	2 5 6 8	4 0 2
先端支持力度 (kN/m ²)	杭先端	砂質土	2 4 1 0	7 0 0
先端鉛直方向地盤反力係数 (kN/m ³)	杭先端	砂質土	2.55×10^4	1.35×10^4

6. 3 水平載荷試験

6. 3. 1 試験概要

試験杭は鉛直載荷試験杭に隣接して施工し、杭の仕様も鉛直載荷試験杭とまったく同じである。なお、ソイルセメントの一軸圧縮強度は平均で2140 k N/m²であった。試験は土質工学会杭の水平載荷試験方法・同解説³⁸⁾に基づき、一方向多サイクル方式で行った。測定項目は、杭頭変位、地表面変位、軸方向鉄筋ひずみ(1～11断面、鉄筋ひずみゲージ)、ソイルセメントひずみ(②～⑩、埋込型ひずみ計)とした。それらの概要を図6.3.1に示す

6. 3. 2 試験結果

(1) 載荷重と水平変位量の関係

載荷重は、1サイクル60kNピッチで300kNまで載荷し、その後、150kNピッチで450kNまで載荷した。この時点で変位量が急増し、除荷後の残留変位も増大した。

さらに、60kNピッチで荷重を増大させたところ510kNで杭頭の水平変位量が300mmを超えたため試験を終了した。これらの関係を図6.3.2に示す。

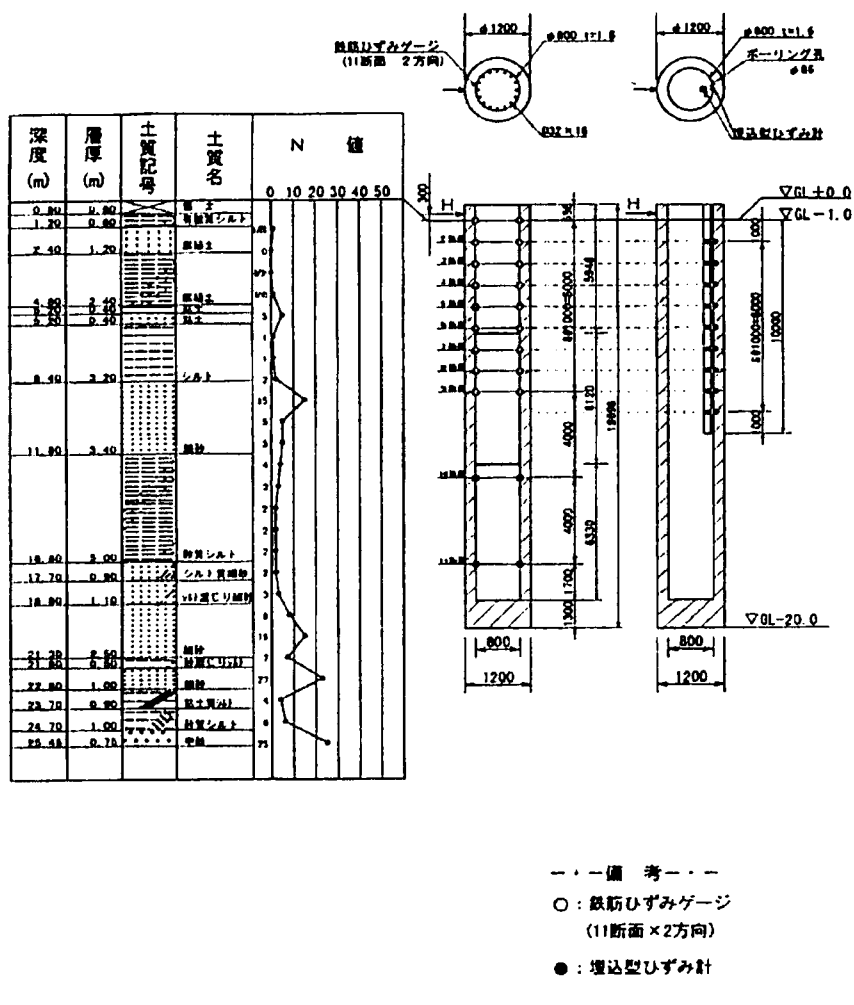


図6.3.1 水平載荷試験概要図

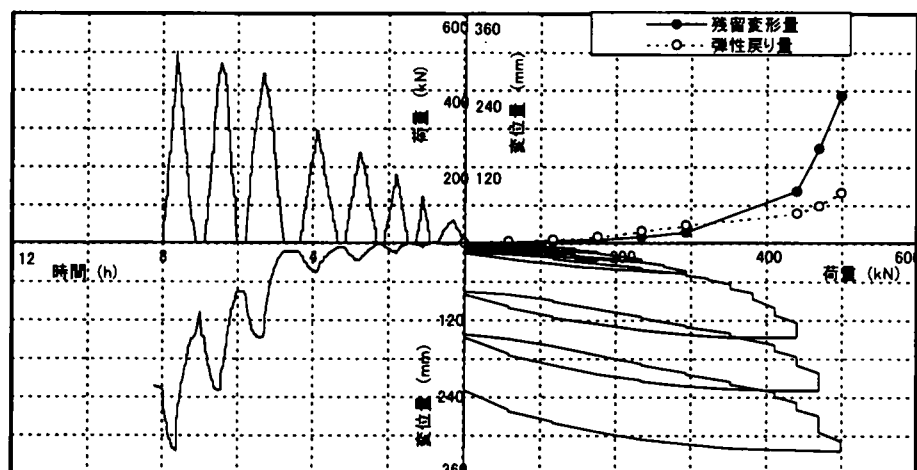


図6.3.2 水平載荷試験結果総合図

(2) 降伏荷重と極限荷重

杭の水平変位は、地盤の弾塑性的挙動と杭体の変形の影響を受ける。特に鉄筋・鋼管ソイルセメント杭においては、杭体の変形の影響が非常に大きいと考えられる。

地盤と杭体の影響を総合して、図6.3.3のようにワイブル曲線を用いて降伏荷重，極限荷重を求めるとそれぞれ323kN，511kNとなる。

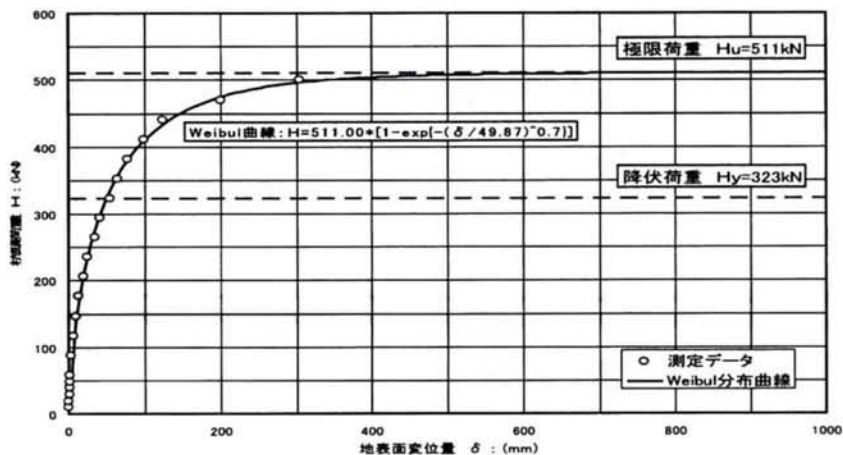


図6.3.3 ワイブル曲線による降伏荷重，極限荷重の算出

(3) 軸方向のひずみ分布

載荷段階ごとの杭体に発生する軸方向のひずみ分布を軸方向鉄筋とソイルセメントに分けて図6.3.4，図6.3.5に示す。これらの図によれば，地表面－2 m位置で最大となる曲げモ

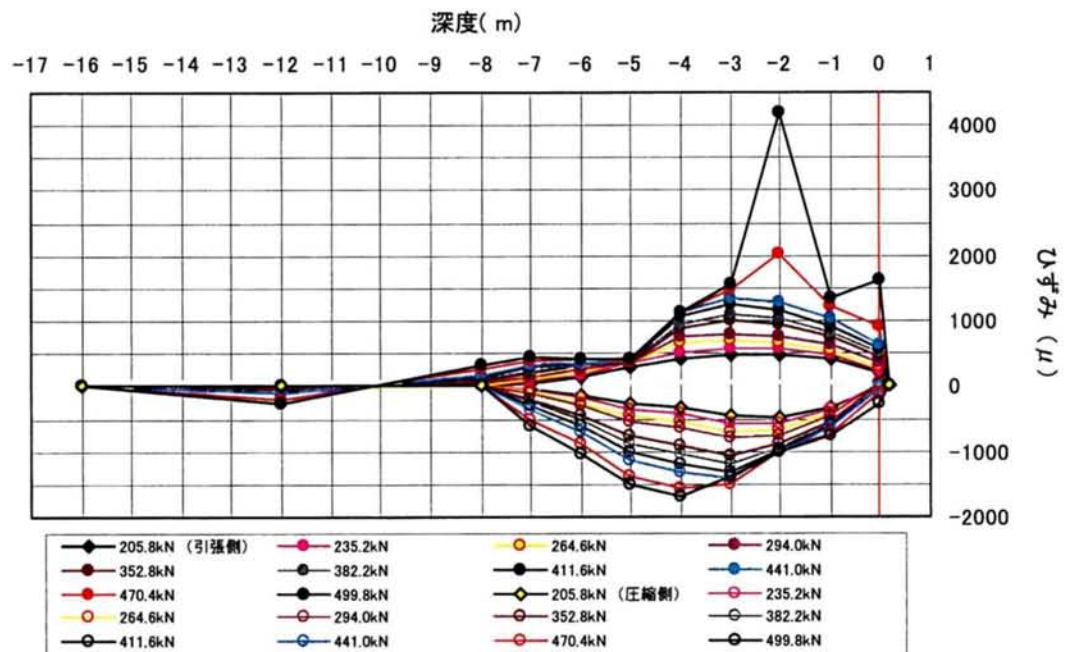


図6.3.4 各荷重段階での軸方向鉄筋ひずみ分布

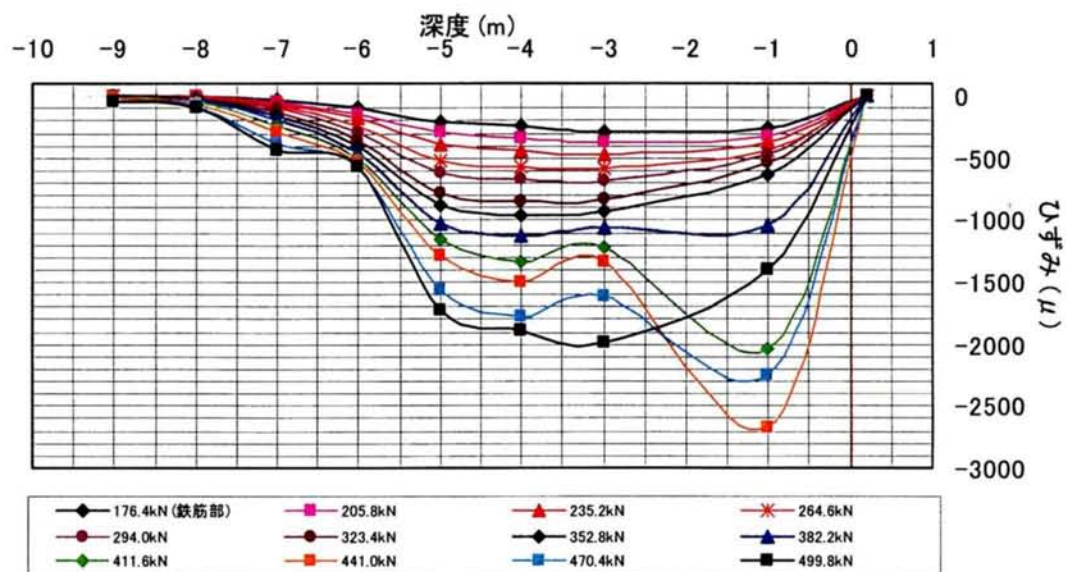


図6.3.5 各荷重段階でのソイルセメント（圧縮鉄筋位置）ひずみ分布

一メントが発生することがわかる。また、低い荷重段階では平面ひずみ状態を保っているが、荷重段階360kN程度から圧縮側のソイルセメントのひずみが増大し、荷重段階470kN程度から急激に引張側の軸方向鉄筋が降伏し荷重段階510kNで破壊に至ることがわかる。

6. 4 改良体確認試験

6. 4. 1 試験概要

交差噴流式高圧噴射攪拌工法と組合わせた鉄筋・鋼管ソイルセメント杭のソイルセメント改良体の圧縮強度，変形係数のばらつき等を調べるため，鉛直載荷試験杭および水平載荷試験の薄肉鋼管内のソイルセメントのコアを採取し，ソイルセメントの一軸圧縮試験を実施した．試験杭のコアの採取は，鉛直・水平試験杭共に，油圧式ボーリング機械を使用し，φ86mmのコアチューブ（コアパック）で行なった．供試体は，コアボーリング試料の中から表 6.4.1 に示す位置から採取した．

一軸圧縮試験は，JISA1107 および JISA1108 に基づいて行い，ソイルセメントの変形係数（ E_{50} ）は，コアにひずみゲージを貼付けて圧縮試験を行ない一軸圧縮強度の2分の1に相当するひずみから求めた．

表6.4.1 試料採取位置

	コア採取位置(m)
鉛直載荷試験杭	① 1.0 ～ 2.0
	② 4.0 ～ 5.0
	③ 8.0 ～ 9.0
	④ 13.0 ～ 14.0
	⑤ 18.0 ～ 19.0
水平載荷試験杭	① 1.0 ～ 2.0
	② 4.0 ～ 5.0

6. 4. 2 試験結果

ソイルセメントの一軸圧縮強度を表 6.4.2 に、変形係数を表 6.4.3 に示す。また、鉛直試験杭の一軸圧縮強度・変形係数の分布図を図 6.4.1, 図 6.4.2 に示す。一軸圧縮強度は、1000～3000kN/m²に分布しており、特に原地盤の土質によって偏りはみられない、このことから噴射攪拌により上下にもソイルセメントが攪拌されることにより均質な改良体が造成されていることがわかる。変形係数は 1000～3000MN/m²に分布しており、深い箇所の方が若干大きな変形係数を示している。また、変形係数は一軸圧縮強度の 1000 倍程度の値となっており、既往の研究（一軸圧縮強度の 500 倍）に比べて大きくなっている。これはひずみをゲージで測定しているため 3.2.1 で述べたようにひずみ計測値が過小に求められていることによるものと考えられる。

表6.4.2 ソイルセメントの一軸圧縮強度

対象杭	深さ (m)	圧縮強度 (kN/m ²)							
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	Ave	Ave
鉛直試験杭	① 1.0～2.0	2520	1370	2260	2410	1650	2070	2050	2030
	② 4.0～5.0	1950	2340	1970	2190	—	—	2110	
	③ 8.0～9.0	1540	1120	2920	1840	1810	2010	1870	
	④13.0～14.0	3190	2620	1990	2240	3060	1540	2440	
	⑤18.0～19.0	1490	2010	2420	840	1920	1500	1700	
水平試験杭	① 1.0～2.0	2540	1550	2950	1440	2720	1430	2110	2140
	② 4.0～5.0	2050	1950	1660	1790	2580	2990	2170	

表6.4.3 ソイルセメントの変形係数

対象杭	深さ (m)	弾性係数 MN/m ²				
		(1)	(2)	(3)	Ave	Ave
鉛直試験杭	① 1.0～2.0	2240	2030	1840	2040	2080
	② 4.0～5.0	1360	1680	1630	1560	
	③ 8.0～9.0	1470	1910	2110	1830	
	④13.0～14.0	1970	3060	2350	2460	
	⑤18.0～19.0	2340	2410	2830	2530	
水平試験杭	① 1.0～2.0	2760	2630	1910	2430	2420
	② 4.0～5.0	2230	2560	2450	2410	

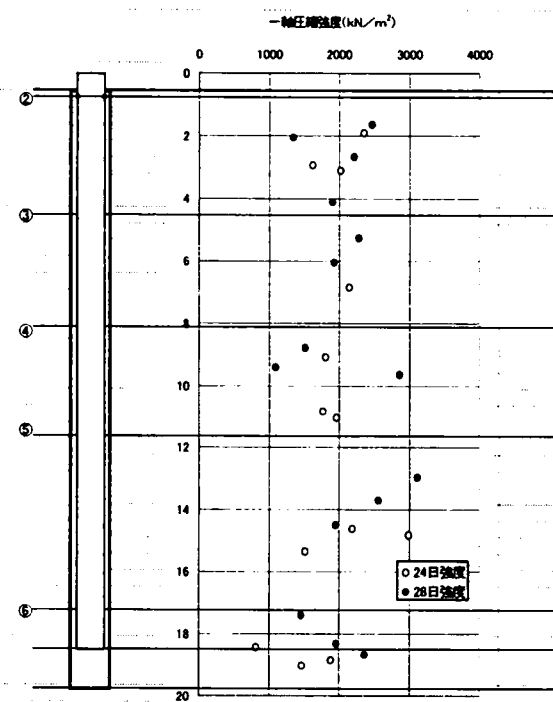


図6.4.1 コア採取位置と一軸圧縮強度の関係

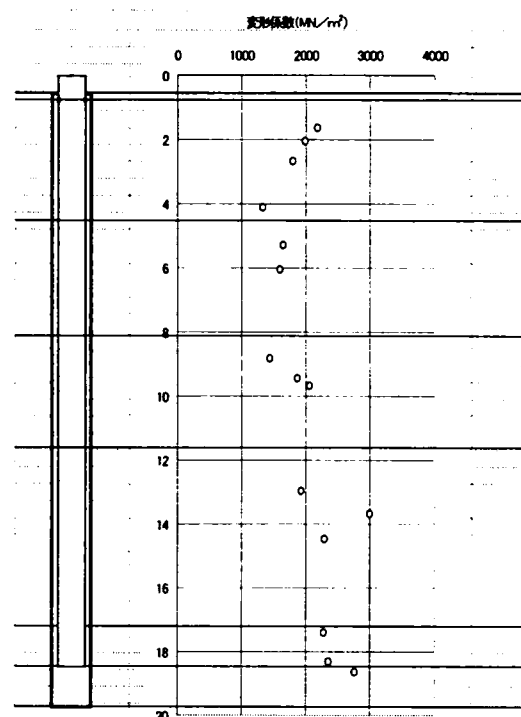


図6.4.2 コア採取位置と弾性係数の関係

6. 5 施工試験および長期計測

6. 5. 1 試験概要

本杭を車両検査修繕用のピットの基礎に採用した際に、本工法の施工性を確認するための施工試験および実荷重作用時のひずみ、沈下量の長期的な計測を行った。

ピットの基礎杭は、N値が5以下の粘性土を主体とした軟弱地盤中に打設するため、摩擦杭として設計を行った。杭の仕様は表6.5.1に示すが、杭長は10mであり、鉄筋径を変えた3タイプを合計76本施工した。ソイルセメントの設計基準強度は1000kN/m²としている。

表6. 5. 1 施工試験杭の仕様

芯材	杭径	1200 mm
	芯材径	800mm
	鉄筋	D25～D32
	鉄筋本数	16本
	薄肉鋼管	コルゲート管
	薄肉鋼管厚さ	1.6mm

6. 5. 2 施工試験

従来の、ソイルセメント合成鋼管杭工法では、まず杭打設位置の地盤の攪拌混合を行った後、芯材となるリブ付き鋼管を沈下させる施工法が多く用いられてきた。しかし、今回の杭は芯材（軸方向鉄筋とそれを取り囲む薄肉鋼管）が軽量で凹凸が大きいいため後で挿入することが困難であることが予想されたこと、施工時間を短縮する必要性があることなど

から、攪拌混合と芯材挿入を同時に施工し、芯材挿入に際しては押し力を加えられるようにした。施工法は図 2.3.1 に示した通りであるが、①芯材を施工機械に抱込む②先端からセメントスラリーを噴射し攪拌混合を行いながら同時に芯材も貫入③所定の深さに芯材をセット④芯材の内側を再度地盤改良しながら機械を引き抜くという手順となっている。

載荷試験杭では、芯材が 18m と長く 3 分割としていたため施工機械に抱込む際に、鉄筋を機械式継手でつなぐ作業が生じた。しかし、本施工試験では、機械への芯材の抱込みは、芯材が 10m 以下で継手も無いため、芯材を地上に横に置き、高所作業車を併用して行った。また、攪拌混合を行いながらの貫入および引抜きは 1.0m/分の速度で行った。

6. 5. 3 施工試験結果

今回施工した 76 本の杭のうち 6 本の杭について施工にかかった時間および偏心量を表 6.5.2 に示す。芯材のタイプに関わらず平均時間は、機械の移動と芯材の抱き込みに 16 分、機械を杭芯位置にあわせてセットするのに 10 分、貫入に 12 分、杭の天端確認養生に 7 分、引抜きに 12 分の合計約 58 分であった。従来、場所打ち杭では掘削作業と鉄筋籠挿入およびコンクリート打設が別工程のため 1 日あたりの打設本数が 1 ～ 2 本となるのに対して大幅な時間短縮をはかることができた。

偏心量については、杭中心の設計値とのズレは一般的に 100mm 程度が基準値となっているが、表 6.5.2 に示した 6 本のみならず、今回施工した 76 本について、すべて基準値以内に収まっており、その平均値は 63mm であった。

表6.5.2 杭の施工時間および偏心量

杭	杭タイプ	施工時間(分)						偏心量(mm)		
		移動・抱き込み	移動・セット	貫入	天端確認・養生	引抜き	合計(分)	X方向	Y方向	偏心量
T-4	TYPE-1	19	18	12	8	13	70	-39	-76	85
T-1	TYPE-1	16	17	12	6	15	66	-45	-3	45
DC-1	TYPE-2	17	9	12	8	11	57	53	80	96
DC-2	TYPE-2	16	8	12	9	11	56	-17	81	83
DC-3	TYPE-2	15	5	13	7	11	51	-70	25	74
DC-4	TYPE-2	15	5	12	6	12	50	37	32	49
	平均	16	10	12	7	12	58			72

6. 5. 4 長期計測

図 6.5.1 に示すように、DC-4 については鉄筋とソイルセメントにゲージを取付けひずみ計測を行い、DC-4 を含めた 3 本の杭の杭頭の沈下計測も行った。DC-4 の杭頭から 1.5 m の断面のひずみ測定値、計算される軸力および杭頭設計荷重を表 6.5.3 に示す。ここで、ひずみ測定値は、鉄筋・鋼管ソイルセメント杭打設 54 日後(杭のみ施工時)のひずみを 0 とし、温度補正を行っている。

ひずみ量から軸力を計算するに当たっては、式(6.5.1)により求めている。

$$P = \varepsilon_c E_c A_c + \varepsilon_s E_s A_s \quad (6.5.1)$$

ここで, P : 軸力(kN)

ε_c : ツイルメントひずみ

E_c : ツイルメント変形係数 (kN/m²)

A_c : ツイルメント断面積(m²)

ε_s : 鉄筋ひずみ

E_s : 鉄筋弾性係数 (kN/m²)

A_s : 鉄筋断面積(m²)

表6.5.3より、ひずみ計測値から計算された軸力は、杭頭設計荷重に比べて、杭打設後236日～354日では上回っている。これは、周辺地盤の沈下によるネガティブフリクションの影響によるものではないかと考えられる。図6.5.2に杭軸力の経時分布を示したが、杭の上部では杭打設後236日以降ではネガティブフリクションが発生している。その量としては、単位杭長当たりで70～100 kNとなっており、杭頭と測定位置との距離1.5mを掛けると100～150 kNとなり、前述の杭頭設計荷重と軸力の差にほぼ等しくなる。

長期的なひずみの変化としては、使用を開始し、列車荷重が数十回載荷された杭打設後323日では、ややひずみが増大しているが、その後、列車載荷時でも大きなひずみの伸びはなく繰り返し載荷の影響やクリープによる変形は発生していないと考えられる。

図6.5.3に図6.5.1の3測定点の長期計測結果を示すが、大きな列車荷重のかかる測定点2、3で使用を開始した直後(323日)に沈下量が最大で4mm発生したが、その後は沈下量は増大しておらず、安定した状態にあると考えられる。

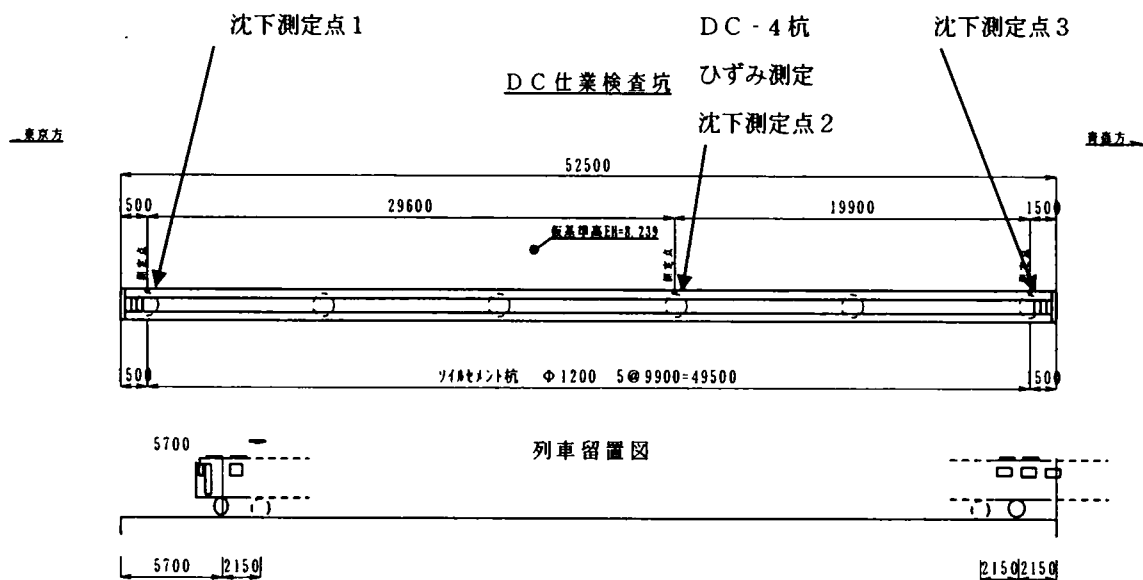


図6.5.1 実施工杭計測概要図

表6.5.3 DC-4杭のひずみの変動および軸力比較

項 目	杭打設後 54日 杭のみ	杭打設後 83日 上部工施工中	杭打設後 263日 上部工完成	杭打設後 323日 使用開始後	杭打設後 354日 列車載荷時	杭打設後 567日 列車載荷時	杭打設後 698日 列車載荷時
鉄筋ひずみ測定値 (μ)	0	72	256	290	343	280	317
コンクリートひずみ測定値 (μ)	0	70	167	145	171	155	137
軸力計算値 (kN)	0	169	584	650	769	630	705
設計荷重 (kN)	0	282	498	498	701	701	701

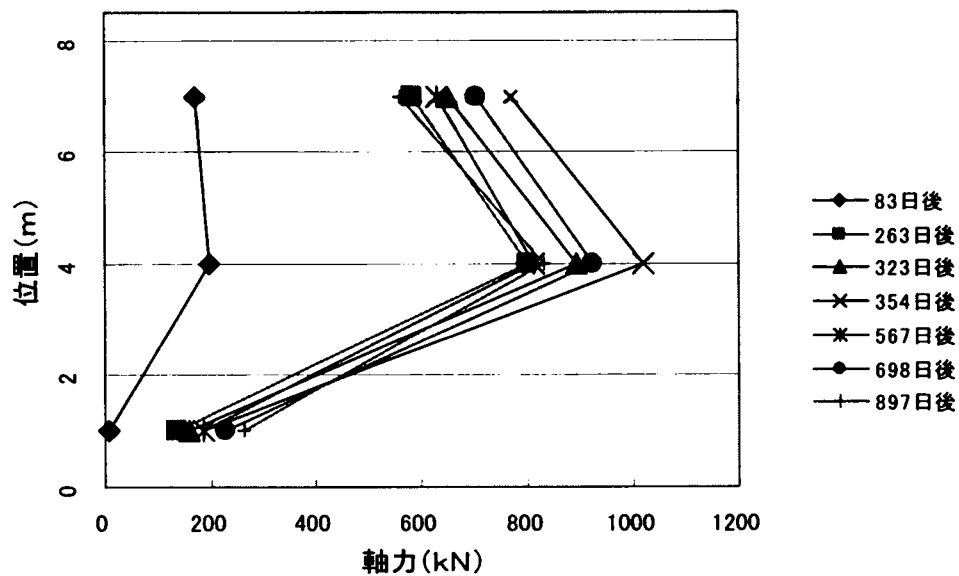


図6.5.2 軸力分布の経時変化

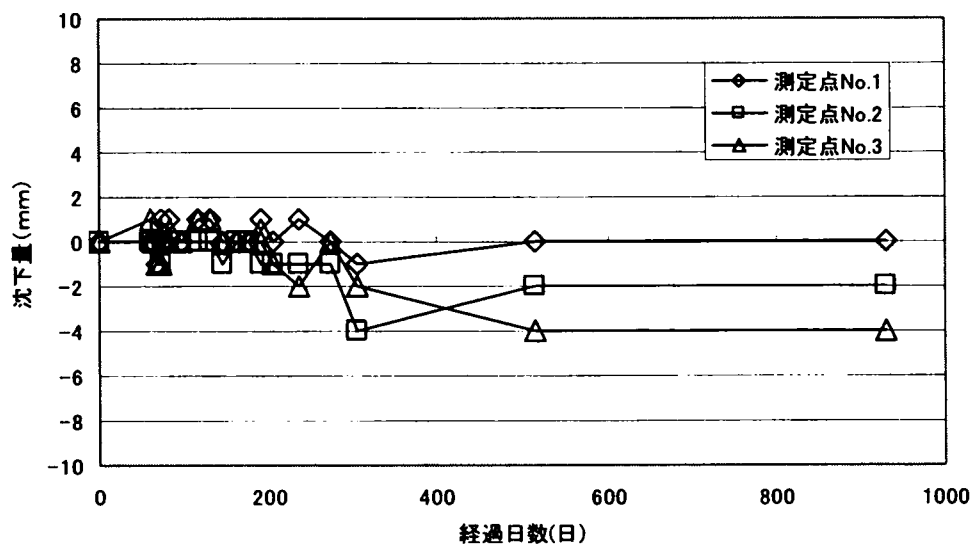


図6.5.3 長期沈下計測結果

6. 6 まとめ

実杭を用いた現場載荷試験の結果より、鉛直支持については、高圧噴射攪拌により十分な地盤へのソイルセメントの食い込みが確保されることから、場所打ち杭に用いる設計値を十分上回る支持力等が得られることがわかった。水平支持についてはモーメントの大きくかかる杭頭部で付着破壊が起こり、比較的低い荷重で降伏し、極限に至った。これは、表層部の地盤が軟弱であるため地盤反力がほとんど得られなかったことに起因していると考えられる。

施工試験については、施工性、施工速度、施工精度とも本施工法で十分に確保されることが確認された。また、実杭の計測による長期計測によれば、設置後2年以上の期間が経過し、繰り返し荷重が載荷されてもひずみ、沈下量とも変動は少なく長期的な安定性が確保されていると考えられる。

7 章 実構造物への適用

7. 1 実設計の例

6 章で述べたように、本杭の実杭の適用として、青森県八戸市の列車保守点検用のピットの杭に適用した。これは、保守点検用ピットが背の低い構造物であり、地中に埋め込まれた構造であるため、鉛直力に比べて水平力の割合が小さく、軸圧縮力に強い本杭の適用に適していると考えられたためである。杭の諸元としては杭径 1.2m、長さ 10m、薄肉鋼管径 0.8m、薄肉鋼管厚 1.6mm（直径に対する管厚比 0.2%）、ソイルセメント設計基準強度 1000kN/m²、軸方向鉄筋 D 25～D32×16 本（軸方向鉄筋比 0.7～1.1%）の杭であり、杭間隔 10 m、ピット横断方向に 1 列とした。当初、既製コンクリート杭（PHC 杭）の打ち込み杭（径 0.35 m、杭間隔 2.5 m、2 列）で考えていたものを変更した。杭一本あたりの工事費は打ち込み杭より高いが、支持力が大きいため杭本数の大幅な低減が可能となり、打ち込み杭に比べて 53%の工事費の低減を図ることができた。

7. 2 設計方法と設計上の留意点

鉄道構造物設計標準基礎構造物（以下基礎標準）によれば、杭の設計は上部構造物を安全に支持するとともに、有害な変位が生じないように設計する必要があるため、そのためには次のような条件を満足していなければならない。

- ① 杭基礎に作用する外力に対して十分な支持力を有すること。
- ② 杭基礎および上部構造物の変位が制限値以内であること。
- ③ 杭基礎の各部材が所要の耐力および耐久性を有すること。

一般的な杭基礎の設計手順を図7.2.1に示す。この手順を大きく分けると前段の支持に関する検討、中段の地震時における変形性能に関する検討、後段の杭体に作用する断面力に対する杭体の設計の3つに分けられる。実際の設計では、地盤をモデル化し、杭頭に上部構造物からの鉛直力、水平力、モーメントが作用させた解析を実施することとなる。

鉄筋・鋼管ソイルセメント杭の設計については、基本的には基礎標準に準じて行うこととし、鉄筋・鋼管ソイルセメント杭特有の設計について、3～6章で得られた知見をもとに以下のような設計方法を提案する

7. 2. 1 構成要素諸元

3～5章で実施した載荷試験等により、鉄筋・鋼管ソイルセメント杭の性能を発揮するためには、薄肉鋼管、ソイルセメント等の構成要素の諸元を規定する必要があることが判明した。その諸元は以下の通りとする。

- ① 薄肉鋼管にスパイラル管を用いた場合には、コルゲート管を用いた場合に比べてソイルセメントとの摩擦力等に劣るため、薄肉鋼管には、コルゲート管を用いるこ

ととする。また、薄肉鋼管の厚さが薄すぎると十分な拘束効果が得られないため、薄肉鋼管は直径に対する厚さの比率が0.2%以上かつ軸方向鉄筋比の1/8以上のものを使用する。

② 軸方向鉄筋量が多すぎると薄肉鋼管で拘束しきれないため、軸方向鉄筋の総断面積は、薄肉鋼管内部ソイルセメントの2.8%以下とする。

③ ソイルセメント強度が低すぎると7.2.3, 7.2.4で述べるように曲げ付着破壊の先行、薄肉鋼管とソイルセメントとのすべり等が発生し、逆にソイルセメント強度が高すぎると5.6.2で示したように圧縮力作用時の変形性能が十分に確保できないため、ソイルセメントの設計基準強度は、1000～6000 kN/m²とする。ただし、杭先端については支圧破壊を防ぐため、これより高強度のソイルセメントを用いてよい。

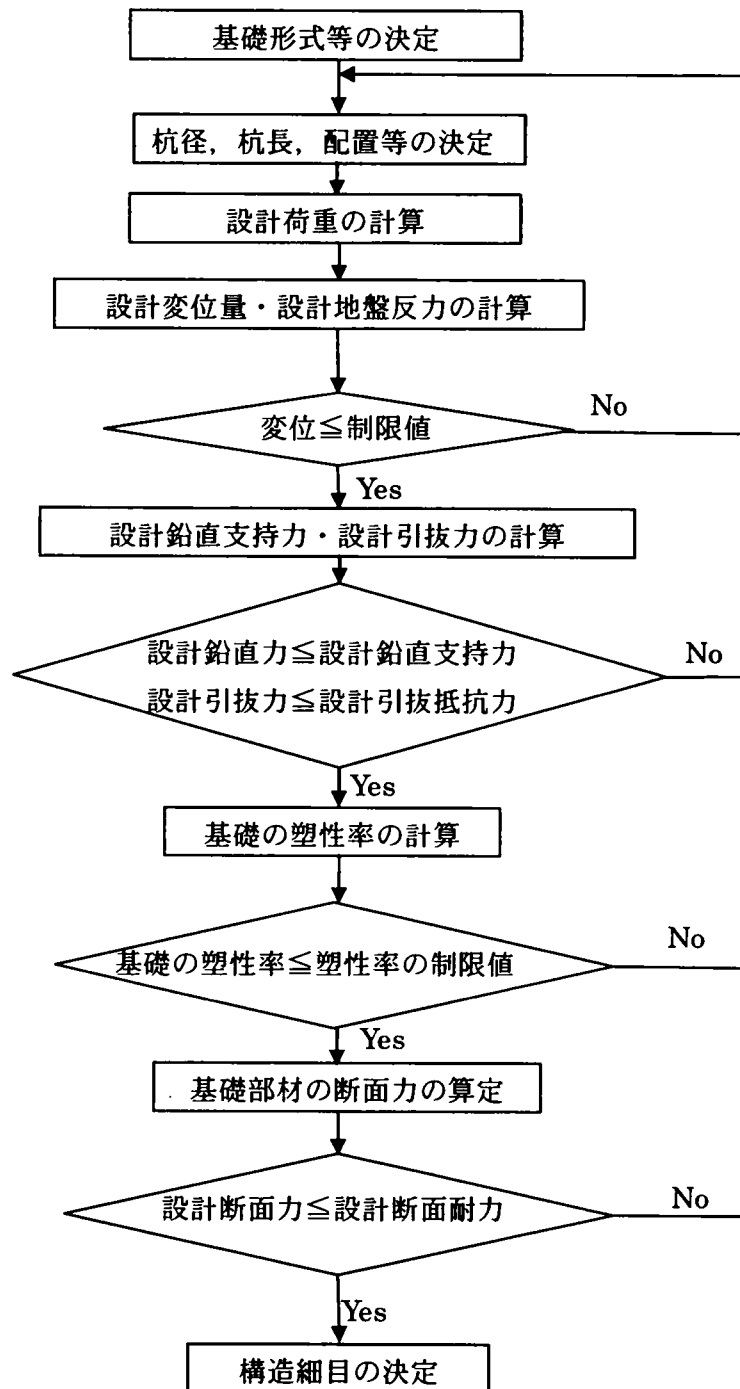


図7.2.1 杭基礎の設計手順

7. 2. 2 鉛直支持力および地盤反力係数

鉄筋・鋼管ソイルセメントの杭体は、噴射式攪拌工法または機械式攪拌工法を用いて地盤を攪拌し、造成するため、通常の場合打ち杭に比べて地盤のゆるみが少ない、周面地盤への杭体のくいこみ量が多い、杭先端にスライムがたまらない等の特徴が考えら

れる。そのため、支持力、地盤反力係数については場所打ち杭よりも大きくなることが予想され、本試験の結果でも、それらの値は、基礎標準の場所打ち杭の算定式による値より大幅に大きくなった。しかしながら、現在まで実施されている鉛直載荷試験は、本試験のみであるため、支持力等の算定については、当面、安全側となる基礎標準の場所打ち杭の設計法に準ずることとし、以下の通りとする。

- ① 単杭の最大周面支持力の算定方法は、基礎標準の場所打ち杭に準ずるものとする。
- ② 単杭の基準先端支持力の算定方法は、基礎標準の場所打ち杭に準ずるものとする。
- ③ バネ定数を算定する際に用いる単杭の地盤反力係数の算定方法は、基礎標準の場所打ち杭に準ずるものとする。

7. 2. 3 変形性能

杭部材における変形性能は、 $M-\phi$ 関係で示される。曲げ繰返し載荷試験の結果、鉄筋・鋼管ソイルセメント杭部材の $M-\phi$ 関係は、付着せん断破壊が先行しない場合には、軸方向鉄筋降伏時までは、軸方向鉄筋、ソイルセメントを全剛性 K_1 で評価した線形関係を示し、軸方向鉄筋降伏後は、付着切れにより降伏曲げモーメント以上の耐力を維持したまま、降伏時の曲率の10倍以上まで曲率が伸びることがわかった。交番載荷試験においても部材角 $1/10$ 以上の変位まで、薄肉鋼管内部を考慮した降伏曲げモーメントを維持することがわかった。

これらの結果から、鉄筋・鋼管ソイルセメント杭の $M-\phi$ 関係は、図7.2.2に示す通りとする。 M_y は、7.2.4で求めた M_u に等しいものとする。

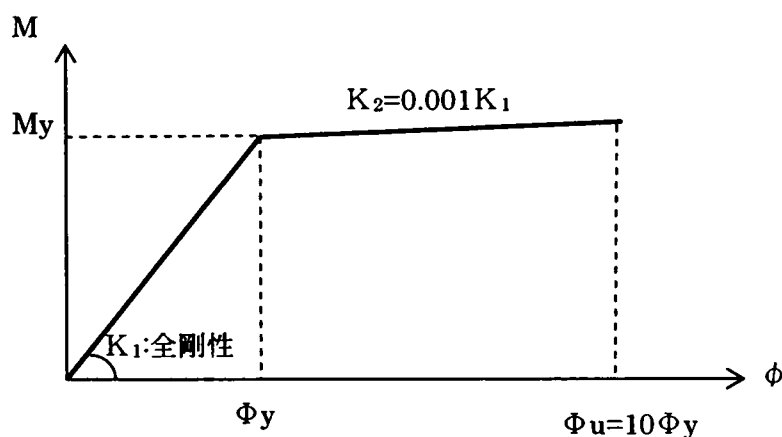


図7.2.2 ソイルセメント杭部材の $M-\phi$ 関係

7. 2. 4 杭体の設計

(1) 曲げモーメントおよび軸力に対する設計断面耐力について

- ① 軸方向圧縮耐力については、鉄筋の圧縮降伏強度、ソイルセメントの設計圧縮強度とそれぞれの断面積の積の和で求める。ただし、ソイルセメント設計圧縮強度はソイルセメントの設計基準強度が $1000 \sim 2000 \text{ k N/m}^2$ の場合には設計基準強度、

2000～4000 k N/m²の場合には設計基準強度の1.2倍、4000～6000 k N/m²の場合には設計基準強度の1.5倍とする

- ② 曲げモーメントまたは曲げモーメントと軸方向力を受ける部材の曲げ耐力は載荷試験の結果をふまえ以下の通り計算する。

○載荷試験結果

- ・ 曲げ繰返し載荷試験の結果、(3) で述べる曲げ付着破壊が発生しない場合には、鉄筋降伏時までは、引張側のソイルセメントを含めて平面ひずみ状態を保つ。鉄筋が降伏すると、鉄筋のひずみが急増し、平面ひずみ状態がくずれ、降伏時耐力を保ったまま変位は増大するが、鉄筋降伏時の曲率の10倍の曲率になっても耐力の大幅な低下は見られない。
- ・ 交番載荷試験の結果、(2) で述べる曲げ付着破壊が発生しない場合には鉄筋降伏時までは、引張側のソイルセメントを含めて平面ひずみ状態を保つ。鉄筋が降伏すると、鉄筋のひずみが急増し、平面ひずみ状態がくずれ変位は増大する。その後、薄肉鋼管外部のソイルセメントは脱落し、耐力は低下するが、部材角1/10以上の変位まで、薄肉鋼管内部を考慮した降伏時耐力を維持する。

○計算法

(2) で述べる曲げ付着破壊が発生しない場合には、曲げ耐力は、軸方向鉄筋の降伏耐力と、薄肉鋼管内部のソイルセメント全断面で考慮した破壊耐力の合計とし、次式で表わされる。

$$M_u = M_{sy} + M_{scu} \quad (7.1.1)$$

$$M_{sy} = Z_s \cdot (f_{syd} - \sigma_{st}) \quad (\text{軸引張力作用時}) \quad (7.1.2)$$

$$= Z_s \cdot (f'_{syd} - \sigma_{sc}) \quad (\text{軸圧縮力作用時}) \quad (7.1.3)$$

$$M_{scu} = Z_c \cdot (f_{scd} - \sigma_{sct}) \quad (\text{軸引張力作用時}) \quad (7.1.4)$$

$$= Z_c \cdot (f'_{scd} - \sigma_{scc}) \quad (\text{軸圧縮力作用時}) \quad (7.1.5)$$

ここで、 M_u : 曲げ耐力

M_{sy} : 軸方向鉄筋降伏耐力

M_{scu} : 薄肉鋼管内部ソイルセメント圧縮耐力

Z_s : 軸方向鉄筋断面係数(中立軸は断面中央とし円管で換算する)

f_{syd} : 軸方向鉄筋設計引張降伏強度

σ_{st} : 軸引張力による軸方向鉄筋発生引張応力度

f'_{syd} : 軸方向鉄筋設計圧縮降伏強度

σ_{sc} : 軸圧縮力による軸方向鉄筋発生圧縮応力度

Z_c : 薄肉鋼管内部ソイルセメントの断面係数(中立軸は断面中央とする)

f_{scd} : ソイルセメント設計圧縮強度（設計基準強度が
1000～2000 k N/m²の場合には設計基準強度、
2000～4000 k N/m²の場合には設計基準強度の
1.2倍、4000～6000 k N/m²の場合には設計基準強
度の1.5倍とする）

σ_{sct} : 軸引張力によるソイルセメント発生引張応力度

f'_{scd} : ソイルセメント設計引張強度（設計基準強度に
等しい）

σ_{scc} : 軸圧縮力によるソイルセメント発生圧縮応力度

これは、薄肉鋼管で拘束されたソイルセメントは、図3.2.29に示すような応力－ひずみ関係を示すため、部材全体としては軸方向鉄筋降伏時までは、平面ひずみ状態を保ち、中立軸は部材断面中心からほとんど移動せず、軸方向鉄筋、ソイルセメントのそれぞれが曲げモーメントを負担し、軸方向鉄筋降伏後は平面ひずみ状態がくずれるが降伏時の曲げモーメントを負担しつづけるという挙動を反映させたものである。

実設計における引張側最大応力時ひずみ ε_t はソイルセメント設計基準強度にかかわらず0.002、圧縮側最大応力時ひずみ ε_c は、設計基準強度が1000～2000 k N/m²の場合には0.006、2000～4000 k N/m²の場合には0.008、4000～6000 k N/m²の場合には0.011、圧縮側破壊ひずみは、設計基準強度が1000～2000 k N/m²の場合には0.009、2000～4000 k N/m²の場合には0.012、4000～6000 k N/m²の場合には0.0165とする。

（２）せん断の検討

- ① 曲げ付着破壊は、せん断力が鉄筋付着力の合計を上回るときに発生するため、発生せん断力は、曲げ付着破壊に関するせん断耐力以下とする。

載荷試験結果より中立軸は、常に断面中央付近にあるため、曲げ付着破壊に関するせん断耐力は、次式であらわされる。（建造物設計標準同解説鉄筋コンクリート構造物³⁹⁾ 4 2 の4.3.1式に準じる）

$$S_u = \sum \tau_i U_i d_i \quad (7.1.6)$$

ここで、 S_u : 付着破壊に関するせん断耐力（k N）

τ : 鉄筋とソイルセメントの付着力（k N/m²）

U : 鉄筋の周長(m)

D : 断面中央からの距離（m）

鉄筋とソイルセメントの付着力 τ は、薄肉鋼管に拘束された時の値であり、鉄筋とソ

イルセメントの付着試験よりソイルセメントの設計基準強度を用いて式(3.5.4)から求める。

- ② 設計せん断耐力 V_d は、鉄道構造物設計標準コンクリート構造物の式(6.3.3)に従い算出した薄肉鋼管内部ソイルセメントの設計せん断耐力 V_{scd} と鉄道構造物設計標準複合構造物の式(6.3.1)に従い算出した薄肉鋼管の設計せん断耐力 V_{sd} により、次式で表わされ、発生せん断力は、これを下回るものとする。

$$V_d = V_{scd} + V_{sd} \quad (7.1.7)$$

ここで、 V_d ：設計せん断耐力

V_{scd} ：薄肉鋼管内部ソイルセメントの設計せん断耐力

V_{sd} ：薄肉鋼管の設計せん断耐力

(3) 周面支持力を発揮するためのソイルセメント圧縮強度

ソイルセメント改良径で最大周面支持力を期待するためには、ソイルセメント改良体と薄肉鋼管とのすべりの発生を防止する必要がある。そのため、ソイルセメント一軸圧縮強度は、次式で求めた値以上とする必要がある。

$$\sigma_{ck} \geq 10 r \cdot r_{rat} \quad (7.1.8)$$

ここで、 σ_{ck} ：ソイルセメントの一軸圧縮強度(kN/m²)

r ：ソイルセメント改良径での周面支持力度(kN/m²)

r_{rat} ：ソイルセメント改良径の薄肉鋼管に対する比

ソイルセメントへの地盤からの周面支持力度を基礎標準に示す場所打ち杭の最大周面支持力度 r で算定すると、改良径と薄肉鋼管径の比が1.1倍の場合には、N値10の地盤で550～1100kN/m²、十分強固な地盤で2200 kN/m²のソイルセメント一軸圧縮強度が必要となる。

7. 2. 5 設計上の留意点

実設計を行う際の鉄筋・鋼管ソイルセメント杭特有の留意点をあげると以下の通りとなる。

- ① 部材設計においては、軸圧縮力に比べて曲げに弱い。これは曲げ破壊より先に、ソイルセメントと鉄筋の付着切れにともなう曲げ付着破壊が発生しやすいためであり、ソイルセメント一軸圧縮強度3000kN/m²程度では、軸方向鉄筋比を3%以上

に増やしても曲げ耐力は向上しない。また、同一寸法の断面では、鉄筋コンクリート杭に比べて曲げ耐力は低いが変形性能は大きい。そのため、地震時より、常時、一時の荷重状態の検討で部材寸法が決まる可能性が高くなる。

- ② 杭体の設計を行う際に考慮するソイルセメントは薄肉鋼管内部のみとする。4.9で述べたように薄肉鋼管外部のソイルセメントを降伏時の耐力に見込むことは可能であるが、実際の杭では薄肉鋼管外部は攪拌混合が一度しか行われずソイルセメントの均質性に劣ると考えられるため杭体の設計には考慮しないこととした。
- ③ 支持力の検討では、曲げに弱いことから鉛直支持に比べて、水平支持が小さくなる。このことは、6章の現場載荷試験において鉛直支持力が6000kN以上となったのに対し、水平支持力が500kN程度にとどまったことから推測される。大きな水平力を受ける構造物に適用する場合には、普通鋼管による杭頭補強等の処置が必要となると考えられる。また、地盤への支持面積を増やすために薄肉鋼管に比べて広い範囲を改良する方法も考えられる。
- ④ 地震力等の水平力に対して、既存のコンクリート杭に比べて耐力よりも変形で対応する構造となるため、変形が大きくなることが想定される。そのため、変位の制限のある構造物の設計にあたっては、既存の杭を用いた構造物に比べて注意する必要がある。

7. 3 耐震設計上の優位性

現在の鉄道構造物の設計は、許容応力度設計法から限界状態設計法にほぼ移行している。限界状態設計法は使用、疲労、終局等の各限界状態の安全性を検討するものであるが、地震時終局限界状態で構造物の設計が決まることが多い。

地震時の構造物の設計の考え方の変遷を図7.3.1に示すが、特に阪神大震災以後、最大加速度2000galに対応する耐震性能を必要とする設計となり、柱部材であれば、降伏時変形の10倍の変形が発生した場合でも脆性的な破壊が生じないことが求められている。

一方、本杭は、拘束したソイルセメントを杭材料に使うことにより、ソイルセメントの変形性能がコンクリートより大きいこと、拘束によりさらに変形性能が向上することにより鉄筋コンクリート杭に比べて大きな変形性能を得ることができるのではないかと考え、検討を行ってきたが、図4.8.2で示したように同程度の断面を持つ鉄筋コンクリート柱に比べて2倍以上、部材角で1/10以上の変形性能を得られることがわかった。これらの部材変形特性より、7.2で設計した杭体は現行の大地震時の設計で要求される変形性能を十分に満たしていることがわかる。なお、地盤中では変形により地盤の抵抗力が期待できるため空气中より発生断面力が低減される。そのため、変形性能が高い部材を杭に使用することは柱に使用する場合よりさらに有利になると考えられ、鉄筋・鋼管ソイルセメント杭の耐震設計上の優位性は非常に高いと考えられる。

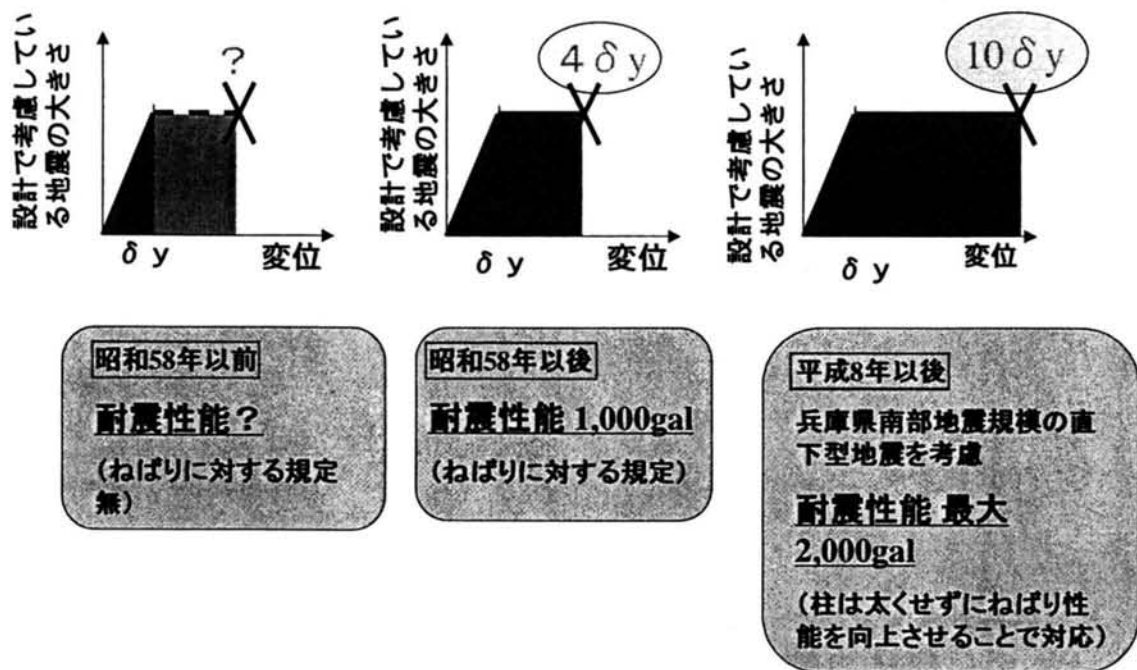


図7.3.1 耐震設計と変形性能の変遷

8 章 結論

これまで主に地盤改良に用いられてきたソイルセメントを薄肉鋼管と組合せた複合構造とすることにより、杭部材として適用できるのではないかと考え、載荷試験、解析等による研究をすすめてきた。

2 章では薄肉鋼管—ソイルセメント複合構造を用いた杭の構造を定義し、施工法についても検討を行い、交差噴流式攪拌工法による芯材同時埋め込み方式を採用することとした。

3 章では、ソイルセメント等の本構造の構成要素の基本的な特性を把握した。特に薄肉鋼管に拘束されたソイルセメントの応力—ひずみ関係を明らかにし、拘束により、圧縮強度の増加、破壊ひずみ等の大幅な伸びが期待できることが判明した。また、圧縮強度の増加、破壊ひずみ等の伸びは、一軸圧縮強度の違いにより差異があることがわかり、その原因はダイレイタンスーによる拘束圧の発生によるものではないかと考え、5 章の三軸圧縮試験によりそのメカニズムを詳細に調べることにした。なお、部材諸元としては、一軸圧縮強度 $2000\sim 6000\text{kN/m}^2$ のソイルセメント、薄肉鋼管厚の直径に対する比率が 0.3% 程度の薄肉鋼管を用いれば、ソイルセメントの圧縮特性に拘束効果を発揮できるということが判明した。

4 章では、3 章で明らかになった拘束効果の発揮できる構造をもつ試験体を製作し、各種部材載荷試験等に取り組んだ。

圧縮特性については、圧縮耐力は3 章で明らかになったソイルセメントの強度の増加を見込めば、ソイルセメント、軸方向鉄筋、薄肉鋼管の圧縮強度を足し合わせて評価できることがわかった。

曲げ特性については、曲げ破壊と曲げ付着破壊の両方の検討が必要であることがわかった。また、曲げ耐力は、曲げ破壊と曲げ付着破壊のどちらが先行するかで決定され、それには軸方向鉄筋とソイルセメントの付着切れが大きな影響を及ぼすことがわかった。

曲げ破壊が先行する場合の曲げ破壊については、全断面を有効とした軸方向鉄筋降伏時の曲げモーメントで曲げ耐力を求めることができること、軸方向鉄筋降伏後は軸方向鉄筋とソイルセメントの付着切れが進行するが急激な耐力の低下は発生しないことがわかった。また、鉄筋コンクリート部材では、曲げ付着破壊はあまり発生しないが、本構造ではコンクリートより強度の低いソイルセメントを用いるため、曲げ付着破壊が顕著に発生すること、曲げ付着破壊が先行する場合の曲げ耐力は、薄肉鋼管の拘束効果を考慮した軸方向鉄筋とソイルセメント間の摩擦力より算出できることがわかった。

部材の変形性能については付着切れの影響が顕著であり、軸方向鉄筋の降伏後は付着切れをとめないながら変形が伸びていくことから部材角で $1/10$ 以上の変形性能が得られることがわかった。

5 章では、拘束されたソイルセメントの圧縮特性について三軸圧縮試験を実施し詳細に調べた。3 章で仮定した拘束されたソイルセメントの応力—ひずみ関係が三軸圧縮試験の

結果でよく説明できることがわかった。また、ソイルセメントには、軟岩に似たひずみ硬化軟化型の応力－ひずみ関係とダイレイタンスー挙動があることが判明した。そこで、これらの関係を足立・岡の弾塑性構成式で再現できるのではないかと考え、シミュレーションを行った。その結果、三軸圧縮試験により得られた材料パラメータを用いることによりソイルセメントの圧縮特性を足立・岡の弾塑性構成式で良く再現することができた。次に、拘束圧がひずみに応じて変化する薄肉鋼管－ソイルセメント複合構造の圧縮試験の結果を足立・岡の弾塑性構成式を用いた有限要素法解析でシミュレートしたところ、荷重－変位関係等を良く再現することができた。さらに、薄肉鋼管の厚さ、ソイルセメント配合を変化させたパラメトリックスタディーを実施し、これらのパラメータが薄肉鋼管－ソイルセメント複合構造の圧縮特性に与える影響を把握した。

6章では、現場載荷試験を用いて支持力等を解明した。載荷試験一例の結果ではあるが、鉛直支持に関しては、場所打ち杭に準じた支持力、地盤反力係数が確保できることがわかった。また、現場での施工性、長期安定性等については、施工試験及び実杭の計測により確認したが、十分な施工性、長期安定性があることが確認された。

7章では、2章から6章の検討結果をふまえ設計方法、設計上の留意点、耐震上の優位性としてまとめた。

今後の課題としては、ソイルセメントを杭体の材料として使用するため安定して均質なソイルセメントを造成するための地盤改良法、三軸圧縮試験で明らかになった大きなひずみ領域でのダイレイタンスー挙動を生かすために軸方向鉄筋のないソイルセメントと薄肉鋼管のみの構造の活用方法、圧縮力に比べて曲げに対して弱い部材特性の解消等があげられる。また、粘性土を材料とした場合等の三軸圧縮試験の追加によるソイルセメント圧縮特性のさらなる解明、地盤との相互作用の解明のための現場載荷試験結果のシミュレーション、大きな変形性能を耐震性能の向上に結びつけるための動的解析等も必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 小林晃・大野盛夫・龍岡文夫・三木五三郎：セメントによる混合固結土の三軸圧縮特性，第 16 回土質工学研究発表会講演概要集，pp.785-788, 1981.
- 2) 小林晃・竹内実・龍岡文夫：セメント改良土の残留強度特性，第 17 回土質工学研究発表会講演概要集，pp.2709-2712, 1982.
- 3) 森拓雄・鳥井原誠・蛭川友司・高橋一成・龍岡文夫・木幡行宏：セメント改良砂質土の変形強度特性，土木学会第 47 回年次学術講演会概要集第 3 部，pp.336-337, 1992.
- 4) 木幡行宏・蛭川友司・橋本文男・鳥井原誠・森拓雄・龍岡文夫：セメント改良砂質土の三軸圧縮特性，土木学会第 47 回年次学術講演会概要集第 3 部，pp.340-341, 1992.
- 5) 谷和夫・西好一，吉田保夫：模型実験用に開発した人工軟岩の力学特性，岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, Vol.26, pp.529-533, 1995.
- 6) 足立紀尚・岡二三生：軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成式，土木学会論文報告集，No.445, pp.9-16, 1992.
- 7) 陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル，(財)土木技術センター，1999.
- 8) 日比野信一・榎並昭・嶋田文夫・高橋守男：ソイルセメント自立山留め壁の変形計測及び部材試験，第 25 回土質工学研究発表会講演概要集，pp.1493-1496, 1990.
- 9) 又吉直哉・嶋田文夫・山口啓樹・吉田茂・山田雅一：ソイルセメント柱体による自立山留め壁の挙動について，第 28 回土質工学研究発表会講演概要集，pp.1981-1982, 1993.
- 10) 日比野信一・榎並昭・嶋田文夫・木村英樹：鉄筋補強ソイルセメント柱列による自立山留め壁（その 1：変形計測と水平載荷試験），第 29 回土質工学研究発表会講演概要集，pp.1721-1722, 1994.
- 11) 黄弘量・日比野信一・榎並昭・嶋田文夫：鉄筋補強ソイルセメント柱列による自立山留め壁（その 2：FEM 解析），第 29 回土質工学研究発表会講演概要集，pp.1723-1724, 1994.
- 12) 一般土木工法・技術審査証明報告書ソイルセメント合成鋼管杭工法，(財)国土開発技術センター，1996.
- 13) 森山陽一・前田良刀・古川克三・柴田厚志・林正宏：鋼管ソイルセメント杭の現位置載荷試験とその支持力特性，土木学会論文報告集，No.637, pp.115-124, 1999.
- 14) 棚村史郎・神田政幸・池亀真樹：鋼管とソイルセメントによる合成杭の鉛直載荷試験，鉄道総研報告，Vol.15, No.3, pp17-22, 2001.
- 15) 鉄道構造物設計標準基礎構造物，東日本旅客鉄道(株)，2000.
- 16) 鉄道構造物設計標準鋼構造物，東日本旅客鉄道(株)，1995.
- 17) 鉄道構造物設計標準鉄筋コンクリート構造物，東日本旅客鉄道(株)，1995.
- 18) 鉄道構造物設計標準複合構造物，東日本旅客鉄道(株)，2000.
- 19) Rowe, P.W. : The Stress-dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of

Particles in Contact, Proc. Royal Soc. A., Vol. 269, pp. 500-527, 1962.

- 20) Roscoe, K.H., Scofield, A.N. and Thirairajah, A. : Yielding of clays in states wetter than critical, *Geotechnique*, Vol. 15, No. 2, pp. 211-214, 1965.
- 21) 足立紀尚・小川豊和 : 堆積軟岩の力学特性と破壊基準, 土木学会論文集, No. 295, pp. 51-63, 1980.
- 22) Hoeg, K. : Finite element analysis of strain softening clay, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, 98, SM-1, pp. 43-58, 1972.
- 23) Nayak, G.C. and Zienkiewicz, O.C. : Elasto-plastic stress analysis, A generalization for various constitutive relations including strain softening, *Int. J. Num. Anal. Methods in Geomechanics*, 5, pp. 113-135, 1972.
- 24) Lo, K.Y. and Lee, C.F. : Stress analysis and slope stability in strain softening soils, *Geotechnique*, 23, pp. 1-11, 1973.
- 25) Banerjee, P.K. and Stipho, A.S. : An elasto-plastic model for undrained behavior of heavily over-consolidated clays, Short Communication, *Int. J. Num. Methods in Geomechanics*, 3, pp. 97-103, 1979.
- 25) Valanis, K.C. : A theory of viscoplasticity without a yield surface Part. I, *Archives of mechanics*, Vol. 23, pp. 535-551, 1971.
- 27) 例えば, 若山裕介 : ひずみ軟化型弾塑性構成式の地盤材料への適応性に関する研究, 京都大学工学部卒業論文, 1991.
- 28) 上月健司 : 損傷を考慮したひずみ軟化型弾塑性構成式に関する研究, 京都大学大学院工学研究科修士論文, 1994.
- 29) 岡二三生・八嶋厚・足立紀尚・田中章 : 応力履歴テンソルを用いた弾塑性構成式について, 土木学会第 47 回年次学術講演会概要集第 3 部, pp. 452-453, 1992.
- 30) 若山裕介 : 軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成式に関する研究, 京都大学大学院工学研究科修士論文, 1993.
- 31) 岡二三生・足立紀尚・八嶋厚・土井啓司 : 負のダイレイタンスをともしひずみ軟化を表現する軟岩の構成モデル, 第 29 回土質工学研究発表会講演概要集, pp. 1225-1226, 1994.
- 32) 足立紀尚・岡二三生 : 凍結砂のひずみ軟化型弾粘塑性構成式, 土木学会論文報告集, No. 454, pp. 75-81, 1992.
- 33) Zhang, F. : Constitutive models for geologic materials and their application to excavation problems, Ph.D thesis Kyoto University, 1995.
- 34) 曾良岡宏 : 軟岩の時間依存性挙動とひずみ軟化型弾-粘塑性構成式に関する研究, 京都大学大学院工学研究科修士論文, 1995.
- 35) 小池真史 : 軟岩のひずみ軟化型弾-粘塑性構成式に関する研究, 京都大学大学院工学研究科修士論文, 1997.
- 36) 杭の鉛直載荷試験方法・同解説, 土質工学会, 1993.
- 37) 高瀬直輝・池亀真樹・日比野信一・岡扶樹・大槻貢 : 同時埋設合成鋼管杭工法による杭基礎の地盤抵抗特性に関する一考察, 第 35 回地盤工学研究発表会講演概要集,

pp.1821-1822, 2000.

38) 杭の水平載荷試験方法・同解説, 土質工学会, 1983.

39) 建造物設計標準同解説鉄筋コンクリート構造物, 東日本旅客鉄道(株), 1987.

謝 辞

本論文は、筆者が平成 11 年より博士後期課程で在籍する京都大学大学院工学研究科土木工学専攻土質力学研究室および平成 9 年より在籍した東日本旅客鉄道(株)建設工事部構造技術センターにおいて実施してきた薄肉鋼管とソイルセメントの複合構造の杭部材への適用に関する研究の成果をとりまとめたものです。本研究を行なうにあたり、多くの先生方、上司、同僚、部下から御指導と御支援を頂きました。

京都大学教授 岡 二三生先生には、終始懇切丁寧な御指導と御助言を賜りました。ここに、心より深甚の謝意を表します。研究者として未熟な筆者に、薄肉鋼管とソイルセメントの複合構造体に対する力学的アプローチの重要性、手法、評価方法等、多岐にわたっての御指導、御助言を与えて下さるとともに、自由に研究のできる場を与えて下さったことに、心より感謝しております。

京都大学教授 大西 有三先生には、筆者の京都大学大学院修士課程における研究において熱心に御指導して頂くとともに、本論文の審査を通して御指導を頂き、貴重なご指摘を賜りました。深く感謝の意を表します。

京都大学教授 田村 武先生には、本論文の審査を通して御指導を頂き、貴重なご指摘を賜りました。深く感謝の意を表します。

京都大学名誉教授 足立 紀尚先生（現、地域地盤環境研究所理事長）には、東日本旅客鉄道(株)において部材実験を繰り返していた筆者に京都大学大学院工学研究科博士後期課程における研究を勧めていただくとともに、研究に対する基本的な姿勢を御指導頂きました。心より感謝の意を表します。

京都大学助教授 木村 亮先生、京都大学助教授 小高 猛司先生には、本研究の遂行にあたり、御指導ならびにあたたかい御助言を賜りました。また、岐阜大学助教授、張 鋒先生には、有限要素法等の解析について御指導頂きました。ここに感謝の意を表します。

京都大学助手 中島 伸一郎先生には、ソイルセメントの三軸圧縮試験に関して直接御指導して頂くとともに、解析面での御助言等を頂きました。心より感謝いたします。

京都大学技官 矢野 隆夫先生には、三軸圧縮実験に関して試験体作製方法、高圧三軸圧縮試験機の使い方など多大なる御指導を頂きました。心より感謝いたします。

筆者の在籍しておりました東日本旅客鉄道(株)建設工事部構造技術センターの石橋忠良所長には、本研究に関して多大なる御指導を頂いたことはもちろんのこと、京都大学大学院工学研究科博士後期課程において研究する機会を与えて頂いたことに心より感謝いたします。

筆者にこのような機会を与えて下さった東日本旅客鉄道(株)橋口誠之常務取締役、林康雄投資計画部長、山崎隆司建設工事部担当課長、中井雅彦投資計画部担当課長、浅見郁樹盛岡支社総務部長をはじめとする会社幹部の皆様には心より感謝いたします。

東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所工事管理室増田達室長、建設工事部構造技術センターの伊藤昭夫担当課長、東北工事事務所工事管理室古山章一副課長をはじめとした構造技術センターの現役、OBの皆様には、研究の遂行にあたりたいへんお世話になりました。また、研究開発センター、東京工事事務所工事管理室試験室、東北工事事務所工事管理室、八戸工事区の皆様には、部材載荷試験、現場載荷試験の面でたいへんお世話になりました。心より感謝いたします。

鉄道総合技術研究所小西真治トンネル研究室長には、京都大学大学院工学研究科博士後期課程に在学する先輩として様々な面で御指導頂きました。心より感謝の意を表します。

土質力学研究室に在籍した4年間の中で、多くの学生の皆様に様々な面で御支援を頂きました。心より感謝の意を表します。

最後に、筆者が論文作成に没頭できる家庭環境を作り、支援してくれた妻純子と遊びに連れていけなくても我慢してくれた2人の娘美香帆、柚希に感謝します。